

Periodical Part, Published Version

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.)

Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102974>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (1977): Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 41).

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Mitteilungsblatt
der
Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 41

KARLSRUHE · Januar · 1977

Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 41

KARLSRUHE · Januar · 1977

I n h a l t

	Seite
A r m b r u s t e r	
Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl	1
D ö s c h e r	
Die Suspensionswand	9
F e d d e r s e n	
Querbelastete Verankerungen	23
F r a n k e / G a r b r e c h t	
Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand - Ziel - Methode - Ergebnisse	45
F r a n k e / S c h u p p e n e r	
Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk	79
H a u ß	
Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik	99
K i e k b u s c h	
Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch	111
R u c k	
Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässer- sohle von schwimmender Arbeitsplattform	121
S a g a w e	
Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven	143
S c h u l z	
Überlegungen zur Führung des Nachweises der Stand- sicherheit in der tiefen Gleitfuge	153

- Wiedergabe der Aufsätze mit Quellenangabe gestattet -

Das Mitteilungsblatt erscheint in unregelmäßiger Folge im Eigenverlag
der Bundesanstalt für Wasserbau, 75 Karlsruhe, Hertzstraße 16

Dipl.-Ing. H. Armbruster

VERGLEICH BERECHNETER UND GEMESSENER GRUNDWASSERSTÄNDE AM BEISPIEL KEHL

Comparison of predicted and measured Groundwaterlevels

Zusammenfassung

Die Bundesrepublik Deutschland und Frankreich haben 1969 beschlossen, bei Rhein-km 309,100 eine Staustufe zu errichten, um die Erosion des Rheins zu stoppen. Diese Staustufe war im Jahre 1974 fertiggestellt. Folgender Beitrag untersucht, wieweit die mit einem Grundwassermodell vorausgerechneten Grundwasserhöhen im Bereich der Stadt Kehl mit den gemessenen übereinstimmen, nachdem in Kehl Maßnahmen ergriffen werden mußten, um das Grundwasser nicht höher als vor dem Stau steigen zu lassen.

Summary

The Bundesrepublik Deutschland (FRG) and France decided in 1969 to construct a barrage at Rhein-km 309,100 to stop the erosion of the river Rhine. This barrage was completed in 1974. The following report compares the predicted heights of groundwater level given by an analogical model with the measured heights. The model had shown, that preventive measures (for example wells), would be necessary in the city of Kehl to guarantee the groundwater level of the city existing before the construction of the barrage.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	3
2. Anpassungsmaßnahmen	3
3. Messungen	5
4. Vergleich der Messungen mit den Berechnungen	5
5. Steuerung der Grundwasserabsen- kungsanlage	7
6. Zusammenfassung und Beurteilung	7

1. Einleitung

Durch den Bau der 12 km nördlich Kehl gelegenen Rheinstaustufe Gamsheim (Rhein-km 309,100) werden die Grundwasserverhältnisse beidseitig des Rheins beeinflusst. Das Stadtgebiet von Kehl liegt rechtsrheinisch zwischen dem direkt gestauten Rhein und dem Rheinnebenfluß Kinzig, deren Mündung im Staubereich liegt (siehe Abb.1, Lageplan). Die Erhöhung der Wasserstände in beiden Flüssen bewirkt eine Erhöhung des Grundwasserstandes im Raum Kehl. Für das Stadtgebiet von Kehl war daher dem Bauherren der Staustufe aufgegeben, die vor dem Bau vorhandenen Grundwasserstände nicht zu überschreiten. Die dafür notwendigen Untersuchungen wurden dem "Service Géologique d'Alsace et de Lorraine (SGAL)" in Straßburg und der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) übertragen:

- a) Ermittlung der Grundwasserstände nach dem Stau ohne Anpassungsmaßnahmen (SGAL).
- b) Ermittlung der Grundwasserstände nach dem Stau mit Anpassungsmaßnahmen (SGAL).
- c) Bodenmechanische Untersuchungen im Zusammenhang mit dem Bau der Anpassungsmaßnahmen (BAW).
- d) Überprüfung der fertigen Anpassungsmaßnahmen vor deren endgültigen Inbetriebnahme (BAW).
- e) Vergleich der erforderlichen Absenkung mit der erreichten Absenkung (BAW).
- f) Wirtschaftliche Steuerung der Anlage (BAW).

Der nachfolgende Bericht beschäftigt sich mit den vorstehenden Punkten e) und f).

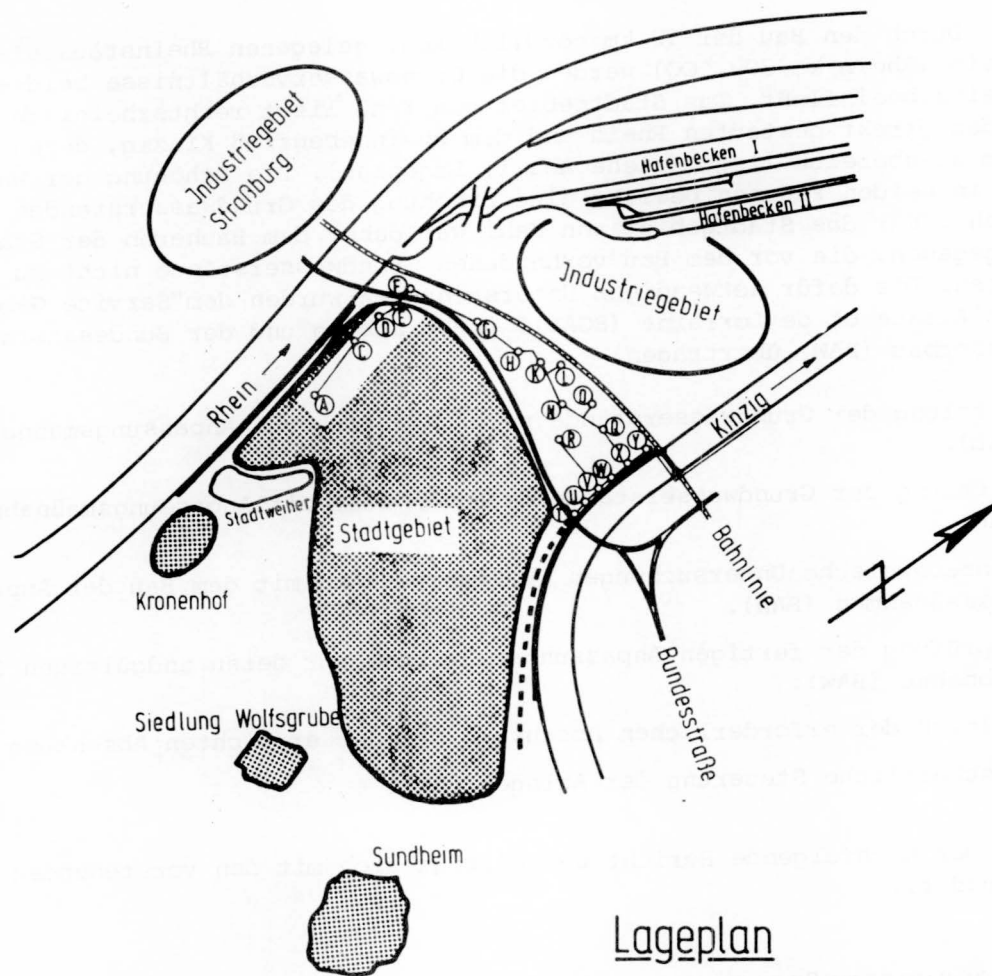
2. Anpassungsmaßnahmen

Wie die an einem elektrischen Analogmodell durchgeführten Untersuchungen zeigen (Punkt 1a)), überschreiten die Grundwasserstände nach Stauerrichtung diejenigen vor dem Stau im Stadtbereich um 0 bis etwa 1,70 m und nördlich des Stadtbereichs im Hafengebiet der Stadt Kehl bis etwa 2,50 m (siehe Lageplan). Grundlagen des Vergleich waren dabei die mittleren gemessenen Grundwasserhöhen für zwei Fälle.

Fall 1: Rhein	:	1100 m ³ /s (MW)
Kinzig	:	22,1 m ³ /s (MW)
Fall 2: Rhein	:	2000 m ³ /s (HW)
Kinzig	:	75 m ³ /s (HW).

Beide Fälle wurden für den Zustand nach Stauerrichtung in Gamsheim als stationär im Modell simuliert. Die größeren Differenzen zwischen gemessenen und simulierten Höhen brachte der Mittelwasserfall. Für die Anpassungsmaßnahmen wurden mehrere Varianten untersucht, die sich durch die Lage der Brunnen und Drainagen unterschieden. Das Kriterium für die Lösung war die in der Einleitung genannte Forderung, in beiden simulierten Fällen für das Stadtgebiet höchstens gleich hohe Wasserstände wie vor dem Stau zu erreichen. Das Industriegebiet im Hafen sollte durch Einzelmaßnahmen, z.B. durch Grundwasserwannen, vor dem Grundwasseranstieg geschützt werden. Die Anpassungsmaßnahmen

für das Stadtgebiet gliedern sich in fünf Maßnahmen (siehe Lageplan Abb.1):



Übersicht über Anpassungsmaßnahmen

- Dichtungswand
- - - - Drainageleitung
- ⊙ — Brunnen mit Druckleitung

Abb. 1 Lageplan

- a) Dichtungswände entlang der gestauten Kinzig,
- b) Dichtungswände entlang des gestauten Rheins,
- c) Drainageleitung an der Luftseite des Kinzigdammes,
- d) Brunnenreihe an der Luftseite des Rheindammes,
- e) Brunnenreihe in Ost-West-Richtung zwischen Kinzig Rhein nördlich des Stadtgebietes.

Damit war die Stadt von drei Seiten durch eine Absenkungsgalerie (Brunnen bzw. Drainage) geschützt. Die Dichtungswände sollten eine Anströmung durch besonders durchlässige Schichten (alte Flußarme, Schluten) abschneiden. Die Brunnen werden über eine Druckwasserleitung in den Rhein bzw. über den Kinzigseitengraben entwässert; das Wasser aus der Drainage wird von einem Pumpwerk aus in die Kinzig befördert.

13 Brunnen enthalten zwei Pumpen mit einer Nennleistung von je 50 l/s, 6 Brunnen nur eine Pumpe von 50 l/s. Insgesamt sind noch 6 Reservebrunnen installierbar, für die die notwendigen Druckleitungen schon verlegt wurden.

3. Messungen

Die im Modell simulierten Fälle (Punkt 1b) erbrachten sowohl im Fall 1 (MW) als auch im Fall 2 (HW) Absenkungen des GW im Stadtgebiet, die im wesentlichen dem vorausgesagten Aufstau bei Inbetriebnahme der Staustufe entsprachen. Um für den Bau weiterer Staustufen Anhaltspunkte über die Aussagekraft von Modellen zu gewinnen und um die Wirksamkeit der Anpassungsmaßnahmen festzustellen, wurde ein umfangreiches Meßprogramm vorgesehen:

- a) Beobachtung der Probeabsenkung einzelner Brunnen,
- b) Beobachtung des Grundwassers vor, während und nach dem Stau (Lichtlotmessungen an etwa 40 Pegeln, zusätzlich 10 Schreibpegel),
- c) Beobachtung der Wasserstände offener Gewässer (Rhein, Kinzig, Stadtweiher, Hafen),
- d) Messung der Wassermengen aus Brunnen und Drainage,
- e) Gezielte Messungen der Drainagewasserstände und der Brunnenwasserstände bei vorgegebenen Einstellungen von Schiebern (Drainage) und Pumpen (Brunnen).

4. Vergleich der Messungen mit den Berechnungen

Bei den berechneten Grundwasserständen im Staufall nach Beeinflussung des Grundwassers durch die Anpassungsmaßnahmen war für die Fälle MW und HW davon ausgegangen worden, daß die installierten Brunnen voll in Betrieb sind. Es wurde daher, nachdem die Probeabsenkungen geringere Absenkungen als erwartet gezeigt hatten, die gesamte Anlage so schnell wie möglich voll in Betrieb genommen, um eine Entscheidung über den Bau von Reservebrunnen möglichst bald zu erhalten. Da zwischen dem Festlegen der Daten für das Modell (1971) und der Inbetriebnahme der Staustufe (1974) die Erosion des Rheins deutlich erkennbar war (etwa 40 cm Absinken des Wasserspiegels bei $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$), konnten die Abflüsse von Rhein bzw. Kinzig nicht als Vergleichsbasis dienen. Es wurden daher die Wasserstände der beiden Flüsse in die Vergleichsbetrachtungen einbezogen, die beim Modell als stationär angesehen worden waren.

Für den Vergleich wurden nicht die Absenkmaße zugrunde gelegt, da diese nicht entscheidend sind, sondern die im Stadtgebiet nach Stau und Anpassung vorhandenen Grundwasserstände mit den geforderten. Dabei zeigt sich folgendes:

- 1. Die gepumpten Wassermengen sind größer als erwartet bei geringeren Absenkungen. Dies hängt damit zusammen, daß die oberen 20 m des anstehenden Baugrundes eine größere Durchlässigkeit besitzen als die im Modell simulierte.
- 2. Die Grundwasserhöhen im Stadtgebiet sind nur zum Teil von den Wasserständen der beiden Flüsse abhängig (und damit direkt vom Stau). Sie werden großräumig beeinflusst durch den nicht von Anpassungsmaßnahmen direkt geschützten Südtteil der Stadt (Lageplan). Die Absenkmaßnahmen wirken nur im engen Bereich, großräumig haben sie keinen Einfluß.

3. Im größten Teil des Stadtgebietes von Kehl reichen für die beiden Grundfälle (siehe Punkt 2) die Anpassungsmaßnahmen aus: Die gemessenen Grundwasserhöhen bei gleichem Rhein- bzw. Kinzigstau wie im Modell weichen nur unwesentlich von den geforderten ab. Dies bedeutet, daß bei den im Modell angenommenen Rheinabflüssen aufgrund der Rheinerosion bei voller Ausnutzung der Anlage die geforderten Grundwasserstände nicht überschritten werden.
4. Die gemessenen Grundwasserhöhen sind bei Fall 1 im Stadtgebiet niedriger als die errechneten, in Fall 2 etwa gleich hoch (siehe Abb.2).
5. Im südlichen Stadtgebiet (siehe auch unter 2), wo keine Anpassungsmaßnahmen vorgesehen sind, wirkt sich der Aufstau stärker aus als erwartet. Dies hängt damit zusammen, daß für das gesamte Modell mangels Unterlagen die Annahme getroffen wurde, die Grundwasserstände der Stadt würden im wesentlichen von dem Stau in Rhein und Kinzig beeinflusst. Diese Annahme trifft für den in der Nähe des Modellrands gelegenen Sütteils der Stadt nicht mehr voll zu, da die Grundwasserströmung z.T. parallel zum Rhein verläuft.
6. Der nicht einheitliche Untergrund wirkt sich bei den Absenkungen örtlich beträchtlich aus. Die entstehenden Abweichungen vom Modell können beim Bau der Brunnen durch die sofortige Auswertung der Schichtprofile i.a. wie geschehen berücksichtigt werden.
7. Die Drainageleitung erbringt im Vergleich mit den Brunnen Absenkergebnisse, die den Modellergebnissen stärker nahekommen. Dies bestätigt die Tatsache, daß Einzelbrunnen im Modell (Singularitätspunkte) besondere Beachtung benötigen.
8. Die nach Stau gemessenen Grundwasserwerte liegen weit unter den vor Stau gemessenen Maximalwerten, die voraussichtlich bei Hochwasser nicht erreicht werden. Ein entsprechendes Hochwasser war im Beobachtungszeitraum noch nicht vorhanden.
9. Es ist möglich, bei niederen Wasserständen der Vorfluter die Pumpwassermenge zu drosseln. Die Steuerung der Anlage mit 4 Steuerpegeln beschreibt der Abschnitt 5.

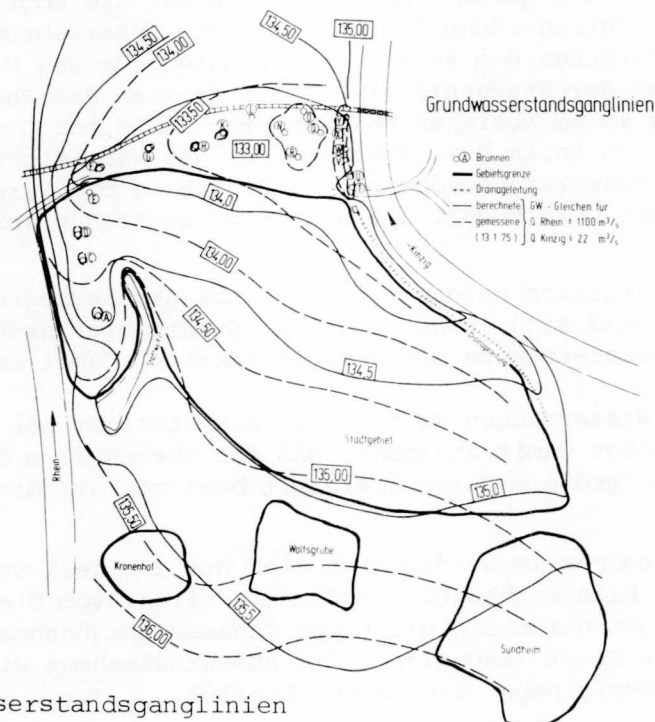


Abb. 2 Grundwasserstandsganglinien

10. Die Differenz zwischen gemessenen und errechneten GW-Ständen ist im Bereich der Dichtungswände beträchtlich, da diese nicht simuliert wurden.
11. Die im Modell nicht simulierten Dichtungswände und die Brunnen, deren Kapazität die Modellgrößen überschreitet, ergaben Reserven der Anpassungsmaßnahmen, deren Ausschöpfung die Anlage als i.a. ausreichend bezeichnen lassen.

5. Steuerung der Grundwasserabsenkungsanlage

Von den fünf genannten Anpassungsmaßnahmen können drei gesteuert werden (Brunnenreihe 1, 2 und Drainage), zwei nicht (Dichtungswände 1 und 2). Je nach Wasserführung der Flüsse und des großräumigen Grundwasserverhaltens werden über 4 in der Stadt verteilte Grundwasserbeobachtungspegel die Pumpen in den Brunnen geschaltet. Die Drainageleitung kann ebenfalls durch Senken bzw. Heben von Schiebern gesteuert werden. Diese Steuerung ist Gegenstand weiterer Untersuchungen der BAW und soll hier nicht erörtert werden. Eine Anpassung der Steuerung an die Sohlenselbstdichtung der Flüsse Rhein und Kinzig ist in Zukunft denkbar.

6. Zusammenfassung und Beurteilung

Aufgrund der Stauhaltung Gamsheim/Oberrhein wurde für den Raum Kehl mit einem Anstieg des Grundwassers gerechnet. Eine Auflage der Stadt an den Bauherrn sah vor, daß Maßnahmen getroffen werden, das Grundwasser im Stadtbereich bei vergleichbaren Abflüssen der Vorfluter Rhein und Kinzig nicht höher als vor dem Stau steigen zu lassen. Mit Hilfe eines elektrisch-analogen Grundwassermodells wurden Anpassungsmaßnahmen für den Stadtbereich geplant, außerhalb der Stadt wurden Einzelsanierungen vorgesehen. Vorliegender Bericht untersucht, inwieweit Modellergebnisse mit den nach Stau gemessenen Ergebnissen übereinstimmen. Die Übereinstimmung ist nicht übermäßig gut, da für das Modell nur eine begrenzte Anzahl von Daten zur Verfügung stand. Die Anpassungsmaßnahmen wurden daher gegenüber den im Modell eingebauten etwas erweitert (größere Pumpwassermenge, Dichtungswände). Diese Zusatzmaßnahmen in Verbindung mit den im Modell vorgesehenen Maßnahmen reichten jedoch aus, um das Grundwasser im Stadtbereich Kehl auf der vor dem Stau vorhandenen Höhe zu halten. Frühere Spitzenwerte wurden bis jetzt bei weitem nicht erreicht.

Die Voraussagen eines Modells sind, dies kann aus dem vorgelegten Beispiel geschlossen werden, nur so gut wie die für das Modell verwendeten Parameter zutreffend sind. Das Finden dieser Parameter erfordert i.a. einen erheblichen Aufwand. Andere Berechnungsarten sind sowohl beim Aufsuchen der Parameter als auch bei der Durchführung weniger aufwendig, ermöglichen aber für den vorliegenden Fall nur grobe Näherungen für die erforderliche Anzahl der Brunnen. Detaillierte Voraussagen über Wasserstände im gesamten Stadtgebiet sind nur über Grundwassermodelle zu erhalten. Außerdem ermöglicht das Modell, mit geringem Aufwand eine Anzahl von möglichen Varianten durchzutesten, um die optimale Verteilung der Anpassungsmaßnahmen zu erreichen. Dabei können im Modell Verhältnisse vor dem Stau simuliert werden (z.B. Hochwasserwellen ohne Anpassungsmaßnahmen), von denen gemessene Grundwasserhöhen vorliegen. Die "Eichung" des Modells (Veränderung der Parameter bis zur Übereinstimmung von Simulationen mit gemessenen Verhältnissen) gibt dem Modell eine Grundlage für Prognosen (Verhältnisse nach Stau), die bei konventionellen Berechnungsarten nicht vorhanden ist.

DIE SUSPENSIONS-WAND

The self setting slurry wall

Zusammenfassung

Sickerströmungen zu Baugruben oder unter Dämmen können durch Schlitzwände wirkungsvoll abgeschnitten werden. Die letzte Entwicklung des Schlitzwandverfahrens ist die sogenannte Suspensionswand. Bei ihr wird eine Bentonit-Zement-Suspension, die während des Schlitzaustrubens benutzt wird, nach dem Austrub im Schlitz belassen und kann hier abbinden. Dadurch wird der Ersatz der Suspension durch ein besonderes Dichtungsmaterial - z.B. Beton - gespart. Die Eigenschaften der im Schlitz abgebundenen Bentonit-Zementsuspension werden beschrieben und der Einfluß des Strömungsgefälles auf dieses Dichtungsmaterial wird untersucht.

Summary

A seepage to an excavation or under a dam can be effectively cut by a diaphragm. The latest development of the diaphragm method was the self setting slurry wall, where a Bentonit-Zement-slurry used during excavation of the wall was left in place when the trench had reached its full depth and set at a predetermined time. This method saved the cost of placing a new material in the trench after excavation. The properties of the set slurry are described and the influence of the hydraulic gradient on the set slurry is investigated.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	11
2. Das Schlitzwandverfahren	12
3. Das Herstellen einer Abdichtungsschlitzwand in zwei Arbeitsgängen	13
3.1 Das Verfahren	13
3.2 Das Dichtungsmaterial	13
4. Das Herstellen einer Abdichtungs-Schlitzwand in einem Arbeitsgang	13
4.1 Das Verfahren	13
4.2 Das Dichtungsmaterial	14
4.2.1 Die Aufbereitung zur Laborprüfung	14
4.2.2 Das Untersuchungsgerät	15
5. Die Eigenschaften des Dichtungsmaterials	15
5.1 Der Wassergehalt	15
5.2 Das Raumgewicht	15
5.3 Der Zustand des Dichtungsmaterials	15
5.4 Die Druckfestigkeit	15
5.5 Der Einfluß der Rührzeit auf die Druck- festigkeit	16
5.6 Die Erosionsbeständigkeit	17
5.7 Die Filterstabilität	17
5.8 Die Durchlässigkeit	17
5.8.1 Die Durchlässigkeit der reinen Suspension	17
5.8.2 Die Durchlässigkeit der mit Kies gemisch- ten Suspension	17
6. Der Einfluß des Strömungsgefälles auf die Durchlässigkeit	19
7. Die Beurteilung für die Praxis	21
8. Literatur.	21

Der Aufsatz verwendet noch die Einheiten kp/cm^2 und Mp/m^3 . Die Umrechnungen zu dem SI-System lauten:

$$\begin{aligned} 1 \text{ kp/cm}^2 &= 100 \text{ kN/m}^2 \\ 1 \text{ Mp/m}^3 &= 10 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

1. Einleitung

Das Trockenlegen einer Baugrubensohle allein durch das Absenken des Grundwasserspiegels wird umso aufwendiger, je tiefer die Baugrube reicht, oder je durchlässiger der Untergrund ist. Für eine etwa 20 m tiefe Absenkung des Grundwasserspiegels müssen z.B. an Baugruben in durchlässigen Kiesen Wassermengen in der Größenordnung von $15 \text{ m}^3/\text{s}$ gepumpt werden. In solchen Fällen bemüht man sich, eine solche hohe Pumpwassermenge durch eine vollständige oder teilweise Abdichtung der Baugrube zu reduzieren. Da bei Tiefen über 20 m die klassischen Spundwände als Abdichtungen ausscheiden, verbleiben nur noch Injektionen und Schlitzwände. Die Wahl der Verfahren richtet sich nach den Untergrundverhältnissen.

Die vollständige Abdichtung einer Baugrube durch eine sogenannte Grundwasserwanne wird man in besonders durchlässigen Kiesen näher untersuchen. Hier erweist es sich in der Regel als wirtschaftlich, die Seiten der Grundwasserwanne durch Schlitzwände und ihre Sohle durch Injektionen zu schließen. Eine solche Lösung wurde z.B. an den Rheinstautufen Rhinau und Markolsheim südlich von Straßburg gewählt.

Ein natürlicher Untergrund ist jedoch in der Regel im Blick auf seine Durchlässigkeit so inhomogen, daß eine ausreichende Abdichtung durch Injektion nur mit Hilfe chemischer Lösungen gelingt. Durch chemische Injektionen erhöhen sich dann aber die Kosten in einem solchen Maße, daß die wirtschaftliche Lösung die teilweise Abdichtung ist. In diesem Fall entsteht eine Baugrube mit einer seitlichen Abdichtung und einer offenen Sohle, in der das zu dieser Sohle strömende Wasser abgepumpt werden muß.

Eine solche teilweise Abdichtung ergab sich als die wirtschaftliche Lösung zum Trockenlegen von Baugrubensohlen z.B. an den Rheinstautufen Gamsheim und Iffezheim nördlich von Straßburg. Im Fall der Stufe Iffezheim wurde dabei für die Schleusen- und Kraftwerksbaugrube eine Pumpwassermenge von $17 \text{ m}^3/\text{s}$, die man ohne seitliche Abdichtung hätte pumpen müssen, durch den Einbau von Dichtungswänden auf eine Restpumpwassermenge von etwa $6 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert. Da die noch zu pumpende Wassermenge von der gewählten Tiefe der seitlichen Abdichtung abhängt, mußten in einer Sickerströmungsuntersuchung mehrere Abdichtungstiefen den noch verbleibenden Restpumpwassermengen gegenübergestellt werden, um Kostenvergleiche durchführen zu können.

Dieses Abwägen zwischen Abdichten und Absenken hat zu einer gewissen Konkurrenz geführt, die vor allem auf dem Gebiet der Abdichtungen zu einer beachtenswerten Entwicklung von Gerät und Material geführt hat. Eine andere Anwendung der Abdichtung eines durchlässigen Untergrundes, die ebenfalls zu einer Weiterentwicklung der Abdichtungsverfahren führte, sind die sogenannten Dichtungsschürzen unter Erddämmen, die Dammunterströmungen verhindern sollen. Abdichtungen durch Injektionen und Schlitzwände werden hier bis in besonders große Tiefen von 100 m und mehr durchgeführt.

Zu dieser Entwicklung in der Praxis werden im folgenden das Verfahren der Schlitzwandherstellung erklärt und ein Dichtungsmaterial beschrieben, das die Schlitzwand als Dichtungswand in den letzten Jahren besonders wirtschaftlich werden ließ.

2. Schlitzwandverfahren

In einem Untergrund aus Sanden oder Kiesen kann mit einem Grabengreifer, einem sogenannten Schlitzwandgreifer, ein Schlitz ausgehoben werden, ohne daß die Wände einstürzen, wenn nur der Schlitz während des Aushebens mit einer Suspension gefüllt bleibt. Man verwendet üblicherweise hierzu wegen ihres tixotropen Charakters eine Bentonitsuspension. Den Abmessungen des Greifers entsprechend kann in einem Arbeitsgang ein Schlitz von etwa 0,50 bis 1,50 m Breite und 2,50 bis 3,00 m Länge ausgehoben werden. Die Tiefe ist praktisch unbegrenzt. Es wurden zum Absperren von Sickerströmungen unter Staudämmen bereits Schlitzwände bis 100 m Tiefe hergestellt. Durch Aneinanderreihen von einzelnen Schlitzen in der Form, wie es Bild 1 zeigt, wird eine Wand aus sogenannten Schlitzwandlamellen zusammengesetzt. Es werden zunächst Primärlamellen so hergestellt, daß stets eine Lamellenlänge ausgelassen wird. Die Lücken werden dann anschließend durch Sekundärlamellen geschlossen.

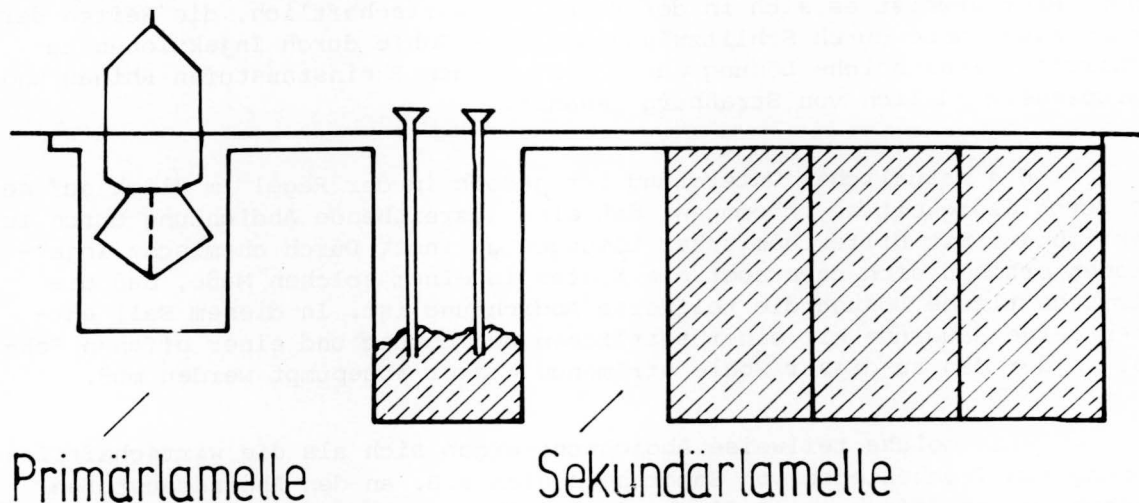


Abb. 1 Bau einer Schlitzwand in zwei Arbeitsgängen

Bevor jedoch die Sekundärlamellen ausgehoben und damit die Schlitzwand geschlossen wird, muß aber zunächst die Bentonitsuspension in den Primärschlitzern ersetzt werden. Dieser Ersatz richtet sich nach der Aufgabe, die die Schlitzwand erfüllen soll. Hat die Wand eine abstützende Aufgabe zu übernehmen, soll sie z.B. senkrecht abgegraben und verankert werden können, dann wird eine Bewehrung in die Schlitzwandlamelle eingehängt und der Schlitz von seiner Sohle aus mit Beton gefüllt. Die Bentonitsuspension wird dabei nach oben verdrängt und an einer benachbarten Lamelle beim Ausheben wieder verwandt, gegebenenfalls nach einer dazwischengeschalteten Entsorgung.

Hat die Wand nur eine abdichtende Aufgabe zu übernehmen, z.B. als Dichtung unter einem Staudamm oder hinter der Böschung einer Baugrube, dann braucht das Material, das die Bentonitsuspension ersetzen soll, nur die Forderung einer bestimmten Abdichtung erfüllen. Gegebenenfalls wird zusätzlich verlangt, daß die Schlitzwand auch dicht bleibt, wenn sich der Untergrund, in den die Wand eingebaut wurde, unter der Last eines Dammes oder den Beanspruchungen eines Erdbebens verformt.

Diese Teilung der Schlitzwände in abstützende und nur abdichtende

Wände hat zu zwei unterschiedlichen Entwicklungen geführt, von denen hier die Entwicklung der Schlitzwände weiter verfolgt werden soll, die nur abdichtende Aufgaben zu erfüllen brauchen.

3. Das Herstellen einer Abdichtungs-Schlitzwand in zwei Arbeitsgängen

3.1 Das Verfahren

Abdichtungs-Schlitzwände wurden bei der Einführung dieses Verfahrens zunächst in zwei Arbeitsgängen gebaut, ähnlich wie die Wände, die auch eine abstützende Aufgabe zu übernehmen hatten. Die mit einer Bentonitsuspension gefüllte Schlitzlamelle wurde, wie im Abschnitt 2 bereits beschrieben, mit einem Dichtungsmaterial gefüllt.

3.2 Dichtungsmaterial

Als Dichtungsmaterial wurde zunächst Beton gewählt. Auf diese Art wurden z.B. die Abdichtungsschlitzwände an den Baugruben der Rheinstautufen Rhinau und Markolsheim südlich von Straßburg vor etwa 15 Jahren gebaut. Sie haben die geforderte Abdichtung voll erfüllt. Diese Schlitzwände, die nur eine Abdichtungsaufgabe erfüllen sollen, blieben jedoch relativ aufwendig und entsprechend teuer infolge des zweiten Arbeitsganges, nämlich des Ersetzens der Bentonitsuspension durch ein Dichtungsmaterial, z.B. durch einen Beton.

4. Das Herstellen einer Abdichtungs-Schlitzwand in einem Arbeitsgang

Für den Bau der Rheinstautufen Gamsheim und Iffezheim nördlich von Straßburg wurden neben den klassischen zwei Arbeitsgängen erstmals Vorschläge gemacht, die Abdichtungsschlitzwand in einem Arbeitsgang herzustellen. Der Kostenunterschied war so beachtlich, daß neben der Grundwasserabsenkung zum Trockenlegen der Baugruben der Abdichtung durch Schlitzwände ein bedeutend größerer Anteil als bisher zugewiesen werden konnte. Nach einer Untersuchung des angebotenen Dichtungsmaterials wurde dieses Verfahren, also die Herstellung der Schlitzwand in einem Arbeitsgang, für die Ausführung gewählt.

4.1 Das Verfahren

Das Bauverfahren besteht nur noch in dem Ausheben von Primär- und Sekundärlamellen (Bild 2). Das Baugerät ist der Schlitzwandgreifer (Bild 3) mit den wählbaren Abmessungen von 0,50 m bis 1,50 m Breite und 2,50 m bis 3,00 m Länge. Anstelle der bisher zum Stützen der Schlitzwände verwandten Bentonitsuspension wird eine Bentonit-Zementsuspension verwandt. Diese Suspension wird nicht mehr ersetzt. Sobald eine Schlitzlamelle ausgehoben worden ist, ist sie auch ausbetoniert. Jetzt bleibt die Suspension in Ruhe und die Eigenschaften des Bentonits und des Zementes können zu wirken beginnen. Das Material der Primärlamellen befindet sich nach 3-7 Tagen in einem steifen bis halbfesten Zustand. Jetzt werden die Sekundärlamellen ausgehoben und damit die Wand geschlossen. Nach 28 Tagen Abbindezeit verändern sich die Eigenschaften des Dichtungsmaterials, die im folgenden beschrieben werden, praktisch nicht mehr.

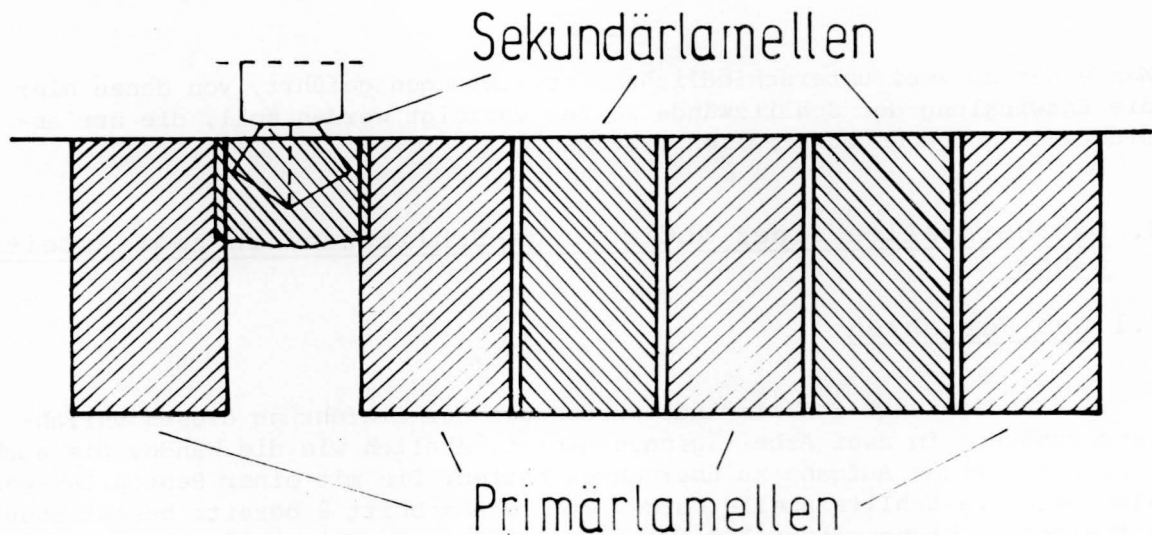


Abb.2 Bau einer Schlitzwand in einem Arbeitsgang

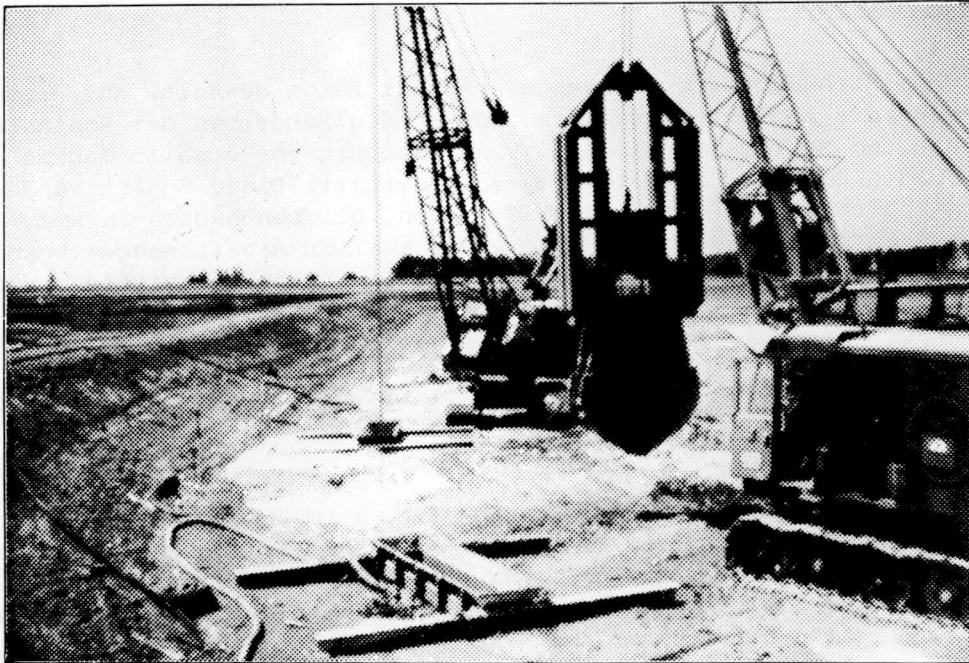


Abb.3 Schlitzwandgreifer und Führungskasten

4.2 Das Dichtungsmaterial

Die Angebote für dieses Dichtungsmaterial nannten Mischungen aus Bentonit, Zement und Wasser im Verhältnis 50:200:1000 und 30:100:1000. Beide Mischungen wurden untersucht und auf den Baustellen verwandt. Sie unterschieden sich in ihrem Endzustand nach dem Abbinden des Zementes praktisch nicht mehr.

4.2.1 Die Aufbereitung zur Laborprüfung

Zur Aufbereitung der zu untersuchenden Suspension wurde zunächst der Bentonitanteil mit dem Wasseranteil 10 min hochtourig gemischt. Nach diesen 10 min wurde der Zementanteil zugegeben und beide Anteile weitere 5 min gemischt. Unmittelbar nach dem Mischen wurde die Suspension in die jeweiligen

Untersuchungsgeräte abgefüllt. Der Einfluß der Mischzeit auf die Eigenschaften des Dichtungsmaterials wurde zusätzlich untersucht. (Abschnitt 5.4)

4.2.2 Das Untersuchungsgerät

Für die Untersuchung der Durchlässigkeit, der Filterstabilität und der Erosionsbeständigkeit wurde die Suspension in Zylinder von 120 mm Durchmesser und für die Untersuchung der Druckfestigkeit in Zylinder von 50 mm Durchmesser abgefüllt. Am Boden dieser Zylinder konnte das Wasser aus der Suspension über einen mit Filterpapier abgedeckten Sandfilter abfließen. Die Oberflächen der Proben waren mit Filterpapier und Wasser abgedeckt. In dem Sohlfilter wurde beim Einfüllen der Probe zunächst ein Wasserdruck bis zur Höhe des Wasserspiegels über der Probe eingestellt.

5. Die Eigenschaften des Dichtungsmaterials

5.1 Der Wassergehalt

Bei einem Mischungsverhältnis von $B : Z : W = 50 : 200 : 1000$ ist der Anfangswassergehalt 400 %. Unter der oben beschriebenen Lagerung der Proben im Untersuchungsgerät veränderte sich der Wassergehalt in den ersten 3 Tagen auf 320 %, nach 7 Tagen auf 317 % und nach 21 Tagen auf 310 %. Wassergehaltsbestimmungen an Proben aus fertigen 30, 50, 70 und 90 Tagen alten Schlitzwänden ergaben mit geringen Schwankungen gleichmäßige Wassergehalte von etwa 300 %.

5.2 Das Raumgewicht

Den Wassergehaltsänderungen entsprechend wurde nach 3 Tagen ein Raumgewicht von $1,191 \text{ Mp/m}^3$ und nach 7 Tagen von $1,201 \text{ Mp/m}^3$ ermittelt. Nach 21 Tagen war praktisch keine weitere Veränderung mehr festzustellen.

5.3 Der Zustand des Dichtungsmaterials.

Der Zustand der abgeordneten Bentonit-Zement-Suspension ist auf Grund eines Abführens halbfest bis fest. Seine Bruchflächen sind jedoch denen eines Betons ähnlich. Eine Probe für eine Untersuchung mit einem Stutzen zu nehmen, gelingt nicht. Es zeigt sich hier eine gewisse Sprödigkeit, die bei einem Wassergehalt von 300 % überrascht. Dieser halbfeste und spröde Zustand kann durch kräftiges Quetschen des Materials in einen weichen Zustand überführt werden, in dem es dann verbleibt. Scherflächen sind schmierig. Das Material ist auch hier in einem dünnen Bereich in einem weichen Zustand.

5.4 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit, die im Erdbaulabor an Proben von 50 mm Durchmesser und 100 mm Höhe nach 3, 7 und 21 Tagen geprüft wurde, steigt in dieser Zeit, wie die Tabelle 1 zeigt, um das 4-fache. Der Wassergehalt, der sich vom 1. bis zum 3. Tage stark verringerte, veränderte sich nach 3. Tage nur noch wenig (Abschn. 5.1).

Tabelle 1

Zeit	kp/cm ²	ω %
3. Tag	0,30	320
7. Tag	0,47	317
21. Tag	1,18	310

Die Prüfung des gleichen Materials im Betonlabor nach DIN 1164 an Prismen von 4/4/16 cm ergab höhere Festigkeiten: nach 7 Tagen 0,9 - 1,2 kp/cm² und nach 28 Tagen 4,8 kp/cm².

5.5 Der Einfluß der Rührzeit auf die Druckfestigkeit

Da die Suspension oft über mehrere Stunden in der Aufbereitungsanlage, in der Pumpleitung und im Schlitz während des Aushebens bewegt wird, wurde der Einfluß der Rührzeit auf die Prismen-Druckfestigkeit untersucht. Die Suspension wurde in einem Zwangsmischer mit 1 Umdrehung je Minute gerührt. Die Veränderung der Druckfestigkeit mit der Rührzeit gibt die Tabelle 2.

Tabelle 2

Mischzeit Std.	Druckfestigkeit (kp/cm ²)	
	nach 7 Tagen	nach 28 Tagen
0	1,2	4,2
4	1,0	4,8
5	0,9	3,6
6	1,1	3,4
7	1,0	3,0
8	1,2	2,4
9	1,1	2,7
24,5	--	1,0

Die Abnahme der Druckfestigkeit an Proben, deren Suspension länger als 4 Stunden gerührt wurde, kann auf die mechanische Störung der Hydratation zurückgeführt werden. Die Zementgelbildung, das Zusammenwachsen der einzelnen Zementkörper zum Endzustand Zementstein, wird gestört. Die aufeinanderzuwachsenden Gele werden mechanisch getrennt. Im Verlauf der Rührzeit bleiben immer weniger unhydratisierte Zementkörper übrig, die diese Gelfetzen zusammenleimen können.

5.6 Die Erosionsbeständigkeit

Die Erosionsbeständigkeit des Materials wurde dadurch geprüft, daß mit dem Einfüllen der Suspension in die Versuchszylinder Flachstäbe von 4 x 8 mm Querschnitt mit eingebaut und nach 3, 7 und 21 Tagen gezogen wurden. Bei anschließenden Durchströmungsversuchen konnte Wasser auch durch diese künstlichen Kanäle fließen. Nach einer Steigerung des Gefälles von $i = 10$ bis $i = 100$ während etwa 2 Wochen wurden die Proben 4 Wochen bei dem maximalen Gefälle von $i = 100$ durchströmt. Der Querschnitt der Kanäle hatte sich während des Durchströmens nicht verändert.

5.7 Die Filterstabilität

Das hier untersuchte Dichtungsmaterial sollte in der Natur als Schlitzwand in einen Mittel- bis Grobkies eingebaut werden. Es war daher auch die Standsicherheit des Dichtungsmaterials an der Trennfläche zum Kies zu untersuchen. Für diese Versuche war am Boden der oben bereits näher beschriebenen Versuchszylinder eine Kreisfläche von 5 cm Durchmesser abschraubbar. Nach dem üblichen Aufbereiten und Einfüllen der Suspension wurden die Bodenschrauben nach 3, 7 und 21 Tagen abgenommen und eine Durchströmung der Proben begonnen. Nach einer Steigerung des Gefälles bis $i=100$ veränderte sich an allen Proben 2 Wochen lang nichts. Nach diesen 2 Wochen brachen Probenstücke schalenförmig an der nicht abgestützten Grundfläche aus, aber nur an den Proben, an denen der Versuch nach 3 und 7 Tagen begonnen worden war. An den Proben, die 21 Tage bis zum Versuchsbeginn abbunden konnten, war nach 4 Wochen noch keine Veränderung zu beobachten.

5.8 Die Durchlässigkeit

5.8.1 Die Durchlässigkeit der reinen Suspension

Die Durchlässigkeit des Dichtungsmaterials sinkt in einer Abbindezeit von etwa 25 - 35 Tagen auf einen Minimalwert. Die Größe dieses Minimalwertes hängt, wie Bild 4 zeigt, von der Belastung ab, die auf die Suspension wirkt und entsprechende Wassermengen abfließen läßt. Bei den Durchlässigkeitsuntersuchungen, die das Bild 4 zeigt, wurden Belastungen von 0, 0,01, 0,03 und 0,06 kp/cm² unmittelbar auf die frisch in die Versuchszylinder eingefüllte Suspension aufgebracht.

Die Durchlässigkeiten des abgebundenen Materials liegen für diese Belastungen von 0 bis 0,06 kp/cm² zwischen $1 \cdot 10^{-8}$ und $3 \cdot 10^{-11}$ m/s und die Wassergehalte zwischen 295 % und 141 %.

5.8.2 Die Durchlässigkeit der mit Kies gemischten Suspension

Die Untersuchung der Frage, ob Sand oder Kies in eine fertige, mit einer Bentonit-Zement-Suspension gefüllten Schlitzlamelle zugegeben werden kann, hatte folgendes Ergebnis: Eine Sandmenge versinkt, ohne daß die Suspension den Porenraum des Sandes füllen kann, wie ein geschlossener Körper. Beim Zugeben von Kies kann die Suspension den Porenraum füllen, solange sie noch ausreichend dünnflüssig ist.

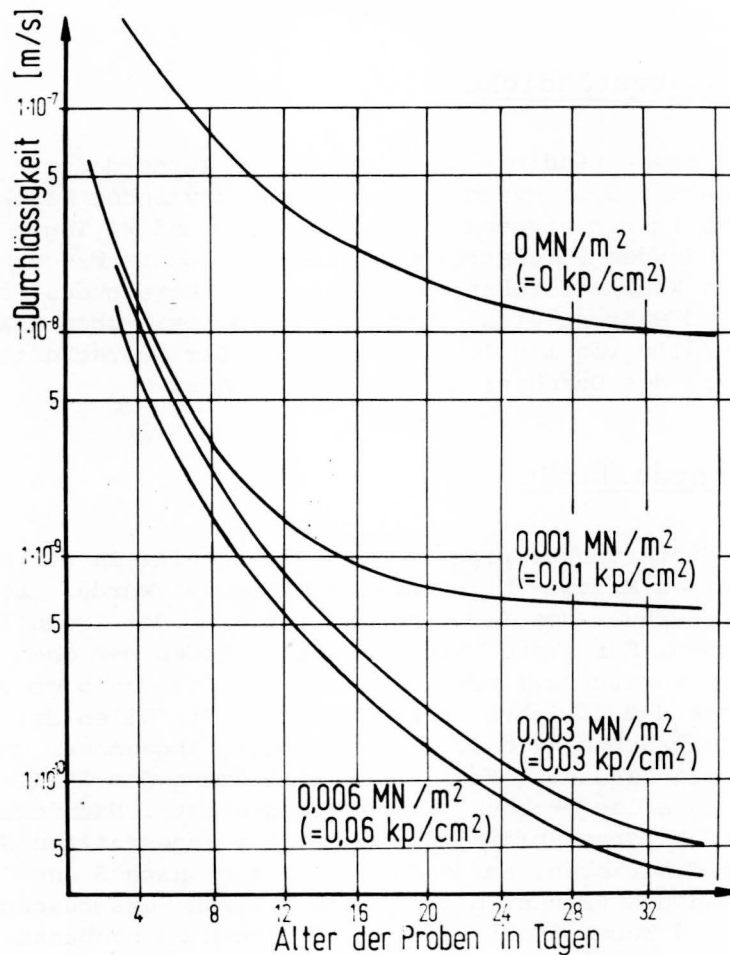


Abb. 4 Der Einfluß der Belastung auf die Durchlässigkeit

Solange die Suspension beim Absinken der Kieskörner die Poren füllt, ist aber auch eine Korn - zu - Kornberührung der Kiese möglich. Wenn das der Fall ist, und in der Praxis wäre das kaum zu vermeiden, verändert sich die Durchlässigkeit während des Abbindens des Zementes nach Bild 5. Bis etwa zum 8. Tag sinkt die Durchlässigkeit zunächst, steigt dann aber wieder bis zum Ende des Abbindevorganges auf etwa $5 \cdot 10^{-7}$ m/s an. Die niedrige Enddurchlässigkeit der reinen abgebundenen Suspension von 10^{-8} bis 10^{-11} m/s wird nicht erreicht. Der Grund für die Erhöhung der Durchlässigkeit sind offensichtlich Ablösungen des Dichtungsmaterials von den Kieskörnern, und zwar jeweils an ihrer Unterseite. Dieser Vorgang ist aus dem Injizieren von Kiesen bekannt und wird von Cambefort [1] eingehend beschrieben.

Die Durchlässigkeit einer Dichtungswand von 10^{-7} oder auch noch von 10^{-6} m/s wäre aber gegenüber der Durchlässigkeit eines Kiesel von 10^{-2} bis 10^{-3} m/s völlig ausreichend, wenn nicht gefragt werden müßte, ob der Anstieg der Durchlässigkeit während des Abbindens des Dichtungsmaterials bei einer späteren Beanspruchung der Wand, z.B. durch ein hohes Strömungsgefälle, zu einem weiteren Anstieg der Durchlässigkeit führen könnte. Der Einfluß des Strömungsgefälles wird im folgenden Abschnitt weiter behandelt werden.

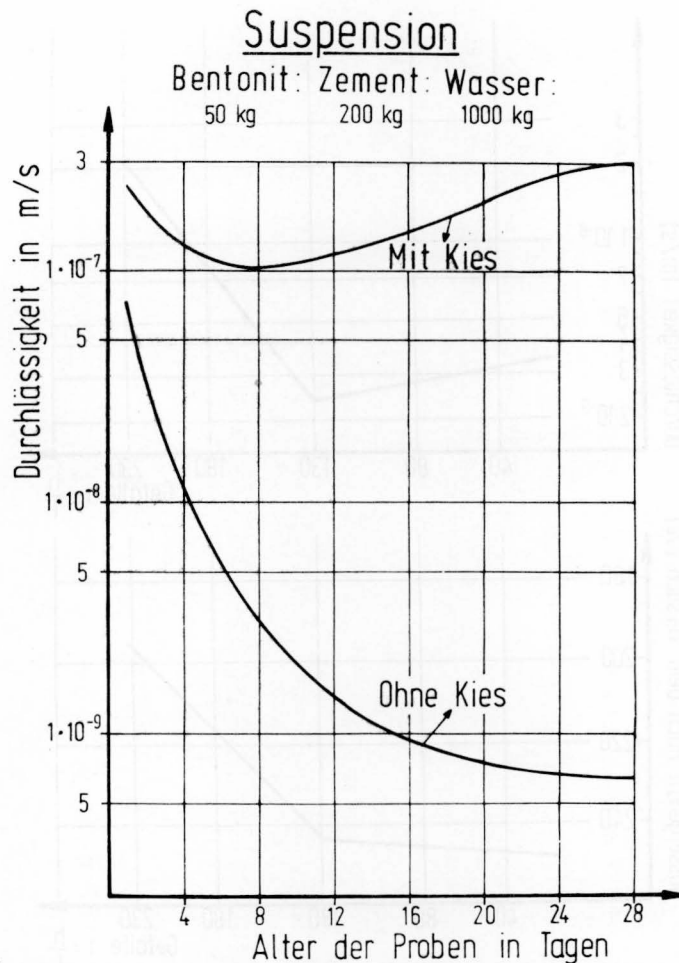


Abb. 5 Die Durchlässigkeit der mit Kies gemischten Suspension während des Abbindens

6. Der Einfluß des Strömungsgefälles

Das hier behandelte Dichtungsmaterial hatte als Suspension einen Anfangswassergehalt von 400 % und nach dem Abbinden von etwa 300 % oder geringer, falls die Suspension belastet worden war. Dieser relativ hohe Wassergehalt führte zu der Frage, wie haftet das Wasser in dem abgebundenen Dichtungsmaterial, ist es möglich, eine Haftspannung zu überwinden und Wasser abzureißen und aus dem Dichtungsmaterial herauszutransportieren. Durchlässigkeitsversuche mit erhöhten Strömungsgefällen zeigen, daß das möglich ist. Nach Bild 6 verändert sich der Ausgangswassergehalt einer Probe von 240 % und ihre Durchlässigkeit bis zu einem Gefälle von $i = 130$ praktisch nicht. Nach einer Steigerung des Gefälles auf $i = 230$ und einer Durchströmungszeit von 2 Tagen sinkt der Wassergehalt auf etwa 210 % und die Durchlässigkeit steigt um eine Zehnerpotenz von 10^{-9} m/s auf 10^{-8} m/s. Der Einfluß längerer Durchströmungszeiten und noch höherer Gefälle wird zur Zeit untersucht. Weiter wird der Einfluß des Anfangswassergehaltes festgestellt werden, der von der Belastung der Suspension während des Konsolidierens abhängt und der sich nach Abschnitt 5.4 vom 3. Tage an nach dem Herstellen der Suspension nur noch wenig verändert. Diese Anfangswassergehalte beim Beginn einer Durchströmung können nach dem Abschnitt 5.81 für Belastungen von 0 bis $0,06 \text{ kp/cm}^2$ zwischen etwa 300 % und 140 % schwanken. Belastungen, die diesen Anfangswassergehalt verändern können, sind in der Natur bereits gegeben, wenn der Grundwasserspiegel tiefer liegt als der Suspensionsspiegel in dem Schlitzwandgraben.

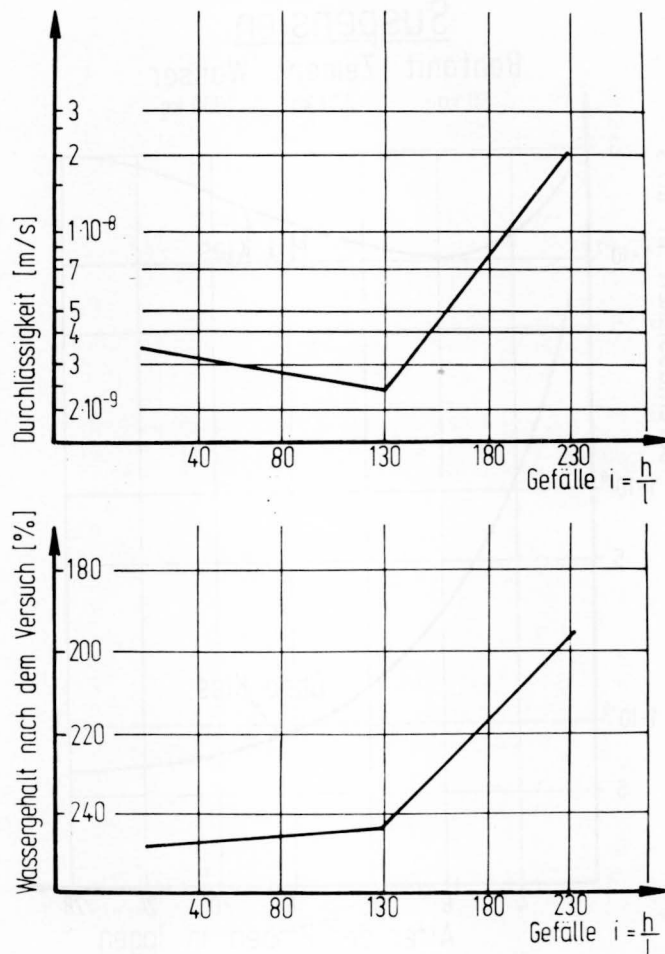


Abb. 6 Der Einfluß des Strömungsgefälles auf den Wassergehalt und die Durchlässigkeit

Auf die bisher genannten Abhängigkeiten wurde von mir im September 1974 auf einer Tagung über Schlitzwände in London hingewiesen. Dort war über dieses neue Dichtungswandmaterial im Zusammenhang mit dem Bau des "Upper Peirce Dam" in Singapore unter Bezug auf die Rheinstaufstufen durch Mr. A.L. Little berichtet worden. Mr. Little schrieb als Antwort auf meine Fragen in den Proceedings dieser Konferenz [2], daß unter einem Gefälle von 1000 und nach einer Durchströmungszeit von 500 Stunden ein Dichtungsmaterial von 170% Wassergehalt keine Veränderung der Durchlässigkeit gezeigt hätte. Bei einem Dichtungsmaterial von 240 % Wassergehalt wäre dagegen nach 500 Stunden Versuchszeit bei dem gleichen Gefälle von 1000 die Durchlässigkeit bis zu einer Größe angestiegen, die man nicht mehr hätte zulassen können.

Bei dem hier beschriebenen Dichtungsmaterial kann offensichtlich die Durchlässigkeit von einem bestimmten Strömungsgefälle an vergrößert werden. Die Größe des erforderlichen Gefälles ist dabei von dem Anfangswassergehalt bzw. von dem Konsolidierungsgrad des Materials abhängig.

Der Wassergehalt kann danach kein Kriterium für die Dichtungswirkung des Materials sein, weil er durch eine Konsolidierung bedingt sein kann mit einer gleichzeitigen Verkleinerung der Durchlässigkeit, aber auch durch ein Strömungsgefälle mit einer gleichzeitigen Vergrößerung der Durchlässigkeit.

7. Die Beurteilung für die Praxis

Für die Praxis interessiert die Frage: Wann verliert das hier beschriebene Dichtungsmaterial seine Dichtungswirkung? Seine Dichtungswirkung kann bereits gemindert werden, wenn ein Strömungsgefälle von etwa 200 überschritten wird. Ein solches Strömungsgefälle wird bei Schlitzwänden von 50 cm Dicke erst bei Stauhöhen von 100 m auftreten, es ist aber bei Schmalwänden von nur 5 cm Dicke bei Stauhöhen von 10 m in der Praxis bereits häufig gegeben. Die hier beschriebenen Untersuchungen werden daher weitergeführt werden müssen, um für dieses wirtschaftliche Dichtungsmaterial die Dichtungswirkung unter den Beanspruchungen der Dichtungswand exakter und vollständiger beschreiben zu können.

8. Literatur

- [1] CAMBEFORT : Bodeninjektionstechnik, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1969
- [2] LITTLE, A.L. : Diaphragm Walls and Anchorages. Proceedings of the Conference, Institution of Civil Engineers, London, 1975.

Dipl.-Ing. I. F e d d e r s e n

QUERBELASTETE VERANKERUNGEN

Transversal loaded anchorages

Zusammenfassung

Der Aufsatz besteht aus zwei Teilen. Der erste Teil behandelt den Bewegungswiderstand horizontaler zylindrischer Körper (Verankerungs-Zugglieder) in nicht-bindigem Boden, wenn diese Körper entgegen der Schwerkraft bewegt werden. Auf der Grundlage von Modellversuchen werden die Einflüsse der einzelnen Parameter (Lagerungsdichte, Durchmesser u.a.) diskutiert.

Im zweiten Teil wird die Bedeutung der Zug- und Biegesteifigkeit, der Anfangsverformung und der Nachgiebigkeit der Aufhängung querbelasteter Zugglieder für ihre Beanspruchung untersucht. Diagramme, die die genannten Parameter enthalten, ermöglichen eine schnelle Spannungsermittlung. Ein Beispiel veranschaulicht die Anwendung der Diagramme.

Summary

This report consists of two parts, first of which deals with the resistance against the displacement of horizontal cylindrical rods (anchor tendons) in cohesionless soil, if these rods were moved against gravitational power. The influence of several parameters (density, diameter et al.) is discussed on the base of model tests.

The second part investigates the importance of the resistance against tensile stress and bending stress, the initial bending and the yielding of the abutment of transversal loaded tension rods concerning its stress and strain. Diagrams, which contain these parameters, allow a quick determination of maximum stress. An example shows how to use the diagrams.

I n h a l t

	Seite
Einleitung	25
A. Die Querbelaastung einer Verankerung bei einer Relativbewegung zwischen Boden und Anker senkrecht zur Anker- achse	25
B. Die Beanspruchung eines querbelaaste- ten Zugliedes	29
Beispiele	39
Formelzeichen	43
Schrifttum	44

Einleitung

Die Beanspruchung von schlanken, im Boden eingebetteten Bauteilen ist - bei Relativverschiebungen zwischen diesen Bauteilen und dem Boden - ein bisher noch nicht ausreichend gelöstes Problem. Findet die Relativbewegung in Richtung der Längsachse des Bauteils statt, dann ist es meist nicht die Beanspruchung des Bauteils, die als Problem im Vordergrund steht, sondern die Schwierigkeit der Berechnung des dieser Bewegung entgegenwirkenden Widerstandes. Hier sind zu nennen: Pfähle aller Art, Zugbohlen, Verpreßanker, wobei der Widerstand so groß wie möglich sein soll.

Findet die Relativverschiebung hingegen senkrecht zur Bauteilachse statt, so ist der dieser Bewegung entgegenstehende Widerstand manchmal erwünscht oder unbedingt erforderlich - wie bei horizontal belasteten Pfählen und Streifenfundamenten - oft jedoch nicht nur unerwünscht, sondern für die Standsicherheit des Bauwerkes sogar gefährlich. Hierzu gehört die große Anzahl der Fälle, in denen Pfahlgründungen durch Bodenbewegungen quer zu den Pfahlachsen zerstört wurden. Hierzu gehören auch die durch Bodenbewegungen querbelastrten Verankerungen, die Thema dieser Abhandlung sind.

Schadensfälle durch in Querrichtung belastete - und dabei überlastete - Verankerungen gehören keineswegs der Vergangenheit an. Die drei häufigsten Gründe für solche Schadensfälle sind:

1. Die die Querbelastrung auslösende Querbewegung wird nicht erkannt oder unterschätzt, was daran liegt, daß entweder die Voruntersuchungen hinsichtlich der Bodenverhältnisse unzureichend sind oder die Bauplanung nicht mit der Ausführung übereinstimmt bzw. eine Anpassung der Berechnung an die bei der Ausführung vorgefundenen oder erzeugten Verhältnisse unterbleibt.
2. Die durch die richtig erkannte, berechnete oder abgeschätzte relative Querbewegung hervorgerufene Querbelastrung wird unterschätzt.
3. Die aus der Querbelastrung resultierende Zug- und Biegebeanspruchung wird falsch berechnet.

Die unter 1. genannte Schadensursache kann allein durch ausreichende Sorgfalt vermieden werden. Mit der unter 2. genannten Schadensursache befaßt sich der folgende Teil A, mit der unter 3. genannten der Teil B.

A. Die Querbelastrung einer Verankerung bei einer Relativbewegung zwischen Boden und Anker senkrecht zur Ankerachse

Aus dem in dieser Überschrift genannten allgemeinen Fall sei nur der folgende, ganz spezielle, herausgegriffen:

- Der Boden sei nichtbindig und trocken,
- der horizontale Anker bewege sich relativ zum in Ruhe gedachten Boden entgegen der Schwerkraft,
- der Ankerquerschnitt sei rund,
- die Relativbewegung sei so groß, daß der Bruch im Boden erreicht wird.

Jedoch wird auch dieser spezielle Fall nicht für nichtbindigen Boden jeder Kornverteilung und Lagerungsdichte behandelt. Durch die Ergebnisse nur weniger Versuche wird aber die außerordentliche Schwankungsbreite der Größe der Querbelastrung als Funktion der Lagerungsdichte verdeutlicht.

Die vorhandene Literatur über das beschriebene Problem ist nicht sehr umfangreich. In Versuchen von Förster [1] ging es um ein verwandtes Problem, nämlich um die Abschirmung des Erddruckes vor Spundwänden durch Pfahlroste und den Einfluß der Verbauverhältnisse (Pfahldurchmesser zu Pfahlabstand, Anzahl der Pfahlreihen und ihre Anordnung hintereinander). Wenz [2] führte Untersuchungen mit bindigem Boden geringer Konsistenz durch und stellte auch Vergleiche zu den seinerzeit vorliegenden Ergebnissen für nichtbindigen Boden (Förster) an. Es ist aber jeweils nur von nichtbindigen Böden die Rede, während der wesentliche Einfluß der Lagerungsdichte außer Acht gelassen wird. Nach Brinch Hansen [3] besteht die Möglichkeit der Berechnung der Querbelastrung mit Hilfe der Tragfähigkeitsfaktoren, die jedoch keine Unterscheidung in der Richtung der Relativbewegung bezüglich der Schwerkraftichtung und hinsichtlich der Lagerungsdichte trifft.

Wenn hier von dem entscheidenden Einfluß der Lagerungsdichte gesprochen wird, so ist es weder die mit der Lagerungsdichte sich ändernde Wichte noch der sich ändernde Reibungswinkel, sondern die mit der Scherverformung verbundene Volumenänderung - die Dilatanz v ($\sin v = (\delta\epsilon_1 + \delta\epsilon_3)/(\delta\epsilon_1 - \delta\epsilon_3)$ für den ebenen Fall).

Die Frage nach dem Widerstand, den ein langgestreckter, horizontaler zylindrischer Körper (z.B. ein Ankerzugglied) überwinden muß, wenn er senkrecht zu seiner Achse und entgegen der Schwerkraft aus einem nichtbindigen Boden herausgezogen wird oder - was das gleiche ist - wenn sich der Boden an diesem horizontal liegenden Körper in Richtung der Schwerkraft vorbeibewegen muß, wurde in der Abteilung Erd- und Grundbau der Bundesanstalt für Wasserbau wie im folgenden beschrieben untersucht.

In einem ersten Versuch wurden relativ glatte (abgeschmirlgelter Stahl) zylindrische Körper einen Meter hoch mit Sand überschüttet. Es handelte sich um einen trockenen Mittelsand. Die Lagerungsdichte sollte im ersten Versuch möglichst klein sein. Gemessen wurde nach dem Sandeinbau eine mitteldichte Lagerung. Die zylindrischen Körper waren 90 cm lang, hatten Durchmesser von 10, 22, 42 und 89 mm und waren in den Drittelpunkten mit Querkraftgelenken versehen, wodurch für den mittleren Teil der ebene Fall simuliert werden sollte (d.h. Ausschaltung von Endeinflüssen, die zwar bei dem mitteldichten Boden gering, bei dem später eingebauten dichten Boden jedoch beträchtlich waren). Jeder der drei Teile eines Versuchskörpers war an zwei 5 mm dicken Stahlstäben aufgehängt. Über eine Traverse, an welcher die 6 Stäbe jedes Körpers befestigt waren, wurde der Körper langsam aus dem Sand nach oben herausgezogen. Die Ausziehgeschwindigkeiten v wurden zwischen etwa $v = 0,0015$ cm/min und $v = 0,25$ cm/min variiert. Die Zugkräfte in den Stäben wurden über Dehnungsmeßstreifen gemessen und zur Auswertung nur die Werte der inneren beiden Zugstäbe herangezogen.

Ein zweiter Versuch wurde entsprechend durchgeführt, nur daß der Boden so stark verdichtet worden war, daß eine Lagerungsdichte $D > 1$ vorhanden

war. Die zylindrischen Körper hatten hier Durchmesser von 44 und 91 mm und waren mit Schmirgelleinen der Körnung 40 beklebt.

Die auftretenden Zugkräfte als Funktion der Tiefe sind in Abb. 1 für beide Versuche aufgetragen.

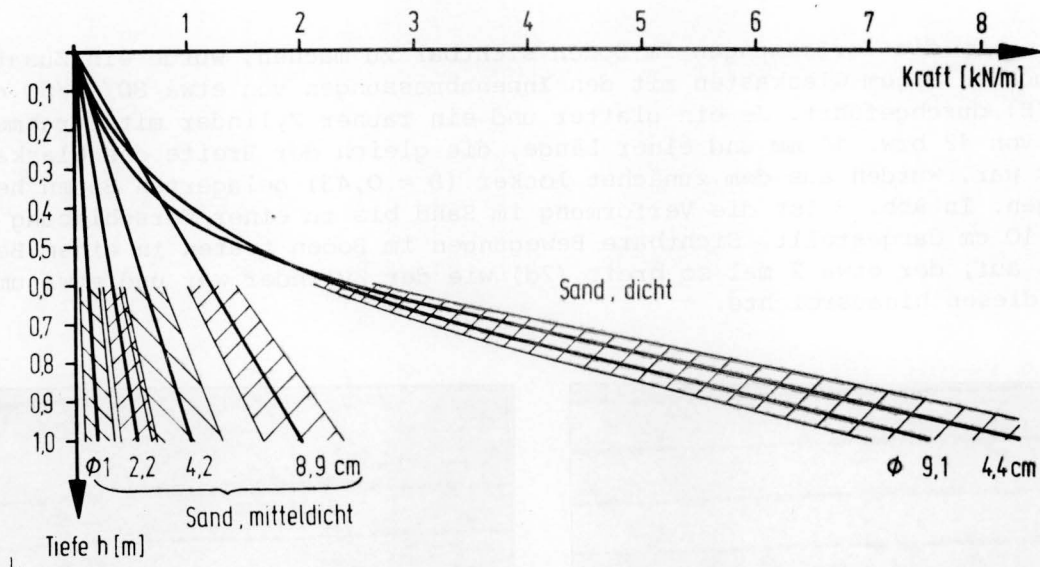


Abb. 1 Querbelaastung einer Verankerung bei Relativbewegung zwischen Boden und Anker

Es zeigt sich ein grundlegender Unterschied zwischen dem Verhalten des mitteldichten und sehr dichten Bodens. Der unterkritisch dichte Boden mit negativer Dilatanz (Volumenverkleinerung bei Scherverformung) zeigt eine lineare Abhängigkeit der erforderlichen Kraft, die zum Herausziehen des Körpers aus dem Boden erforderlich ist, von der Tiefe h des Körpers unter der Sandoberfläche. Die Sandoberfläche über dem Versuchskörper setzte sich während des Versuchs je nach dem Durchmesser des zylindrischen Körpers um etwa 1 bis 7,5 mm. Beim überkritisch dichten Boden mit positiver Dilatanz (Volumenvergrößerung bei Scherverformung) ist die Abhängigkeit der Zugkraft (Querbelaastung) von der Tiefe h überproportional. Die Hebung der Sandoberfläche lag beim sehr dichten Sand in der Größenordnung von mehreren Zentimetern (Abb.2).

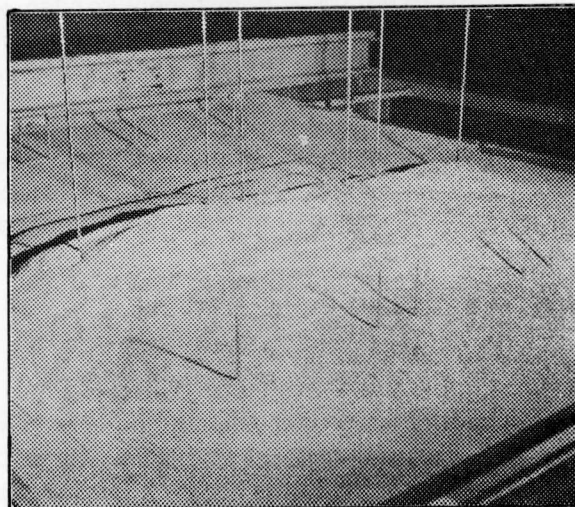


Abb. 2 Hebung der Sandoberfläche bei sehr dichtem Sand. Versuchskörper \varnothing 91 mm

Die Streuung der Versuchswerte ist im unteren Teil der Kurven der Abb.1 als schraffierter Bereich eingezeichnet. Der Korrelationskoeffizient r liegt dabei für den mitteldichten Boden zwischen $r = 0,71$ bei einem Durchmesser von 10 mm und $r = 0,90$ bei einem Durchmesser von 89 mm. (Die nicht zu vermeidende Inhomogenität hinsichtlich der Lagerungsdichte wirkt sich bei kleinem Durchmesser stärker aus).

Um die Verformungen im Boden sichtbar zu machen, wurde ein Zusatzversuch in einem Glaskasten mit den Innenabmessungen von etwa 80/10/50 cm (L/B/H) durchgeführt. Je ein glatter und ein rauher Zylinder mit Durchmessern von 42 bzw. 44 mm und einer Länge, die gleich der Breite des Glaskastens war, wurden aus dem zunächst locker ($D = 0,43$) gelagerten Boden herausgezogen. In Abb. 3 ist die Verformung im Sand bis zu einer Verschiebung von etwa 10 cm dargestellt. Sichtbare Bewegungen im Boden traten in einem Bereich auf, der etwa 2 mal so breit ($2d$) wie der Zylinder war und etwa um d über diesen hinausreichte.

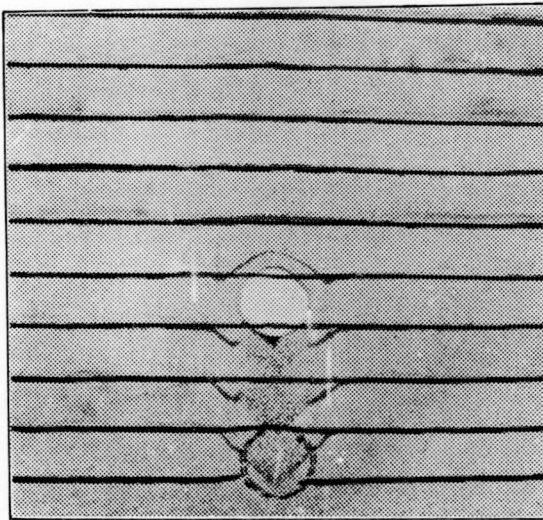


Abb.3 Verformungen im lockeren Sand

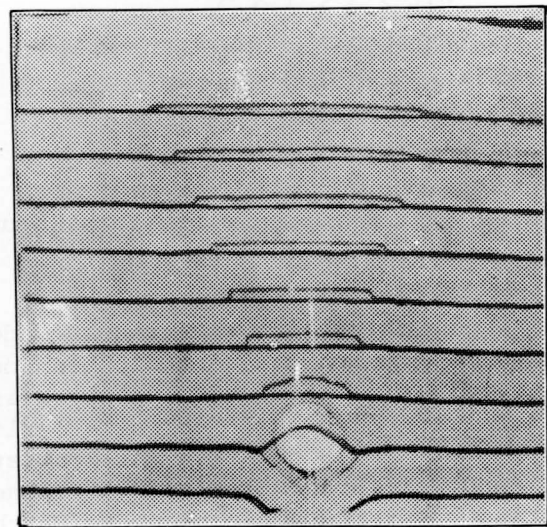


Abb.4 Verformungen im dichten Sand

Nachdem die Zylinder etwa um $2d$ gezogen worden waren, wurde der Sand durch Außenrüttler verdichtet. Es wurde eine Lagerungsdichte von $D=1$ erreicht. Nachdem nun die Zylinder weiter gezogen wurden, zeigte sich schon nach sehr kleinen Hebungen der Zylinder von etwa 3 mm das als Abb.4 gezeigte Bild. Eine deutlich ausgeprägte Bruchfuge - wie sie bei lockerer Lagerung nicht vorhanden war - läßt den bewegten Erdkörper erkennen. Bei weiterem Ziehen bildeten sich innerhalb der zwei gekrümmten Gleitflächen neue, der dann geringeren Sandüberdeckung des Zylinders entsprechende Gleitflächen (nicht dargestellt).

Als wichtigste Untersuchungsergebnisse aus allen Versuchen können folgende genannt werden.

1. Mindestens bis zu einer mitteldichten Lagerung ist die Querbelastung bei einer Relativverschiebung zwischen zylindrischem Körper und Sand linear vom Durchmesser des zylindrischen Körpers und der Überlagerung abhängig. Die empirisch gefundene Formel für mitteldichten trockenen Sand lautet

$$q = \pi d \gamma h$$

2. Bei sehr dichter Lagerung tritt der Einfluß des Durchmessers wegen der Größe des Gleitkörpers zwischen den gekrümmten Gleitlinien soweit zurück, daß bei den Durchmessern von 44 und 91 mm kein Unterschied in der Querbelaastung festgestellt werden konnte.
3. Bei sehr dichter Lagerung steigt die Querbelaastung überproportional mit der Überlagerung an.
4. Die Rauigkeit der Zylinderoberfläche hat keinen Einfluß auf den Bewegungswiderstand. Diese Feststellung konnte jedoch nicht durch Kraftmessungen nachgewiesen werden, sondern wird auf Grund der Gleitlinienform bzw. der Verformungsbereiche im Zugastversuch getroffen.
5. Die Relativgeschwindigkeit hat bei mitteldichter Lagerung keinen Einfluß auf die Querbelaastung. Bei sehr dichter Lagerung scheint die Querbelaastung bei sehr kleiner Geschwindigkeit wegen Kriecheffekten etwas geringer zu sein.

Sowohl bei lockerer als auch bei dichter Lagerung bildet sich bei der Relativbewegung zwischen Boden und zylindrischem Körper unter dem Körper ein Hohlraum. Das Produkt $\pi \cdot d$ in der genannten Formel für die Querbelaastung in mitteldichtem Boden steht also hier nicht für den Umfang des Zylinderkörpers.

Soweit zur Größe der Querbelaastung bei Relativbewegungen zwischen Boden und zylindrischen Körpern, wie z.B. Ankern. Die bisher durchgeführten Versuche können zum jetzigen Zeitpunkt weder durch theoretische Überlegungen ergänzt werden noch sind die Versuche in ihrer Anzahl vollständig. Sie geben aber einen Eindruck von den Verformungen im Boden und zeigen den wesentlichen Einfluß der durch die Lagerungsdichte bedingten Dilatanz auf.

B. Die Beanspruchung eines querbelaasteten Zuggliedes

Ein Ankerzugglied ist keine Kette, die keine Biegemomente aufnehmen kann. Es wird also bei einer Querbelaastung auch ein gewisser Anteil von q allein durch die Biegesteifigkeit des Zuggliedes aufgenommen. Es besteht folgende Beziehung zwischen der größten Durchbiegung $\max y$, der Querbelaastung q und der Zugkraft H (senkrecht zur Querbelaastung) :

$$\max y = f = \frac{q l^2}{8 H} \left[1 - \frac{2 (\cosh \frac{\epsilon}{2} - 1)}{(\frac{\epsilon}{2})^2 \cosh \frac{\epsilon}{2}} \right] \quad (1)$$

$$\text{mit } \epsilon = l \sqrt{\frac{H}{EI}} \quad (\text{Bürgermeister, Steup, Kretzschmer [4]}) \quad (2)$$

Wie durch eine hier nicht dargelegte Berechnung mit extremen Parametern nachgewiesen wurde, ist die Biegesteifigkeit EI bei den für Verankerungen in Frage kommenden Zuggliedern jedoch vernachlässigbar, so daß es, besonders in Anbetracht der durch die Bodenmechanik bedingten Ungenauigkeiten, völlig ausreichend ist, die Berechnung für biegeeweiche Zugglieder durchzuführen. Abb.5 zeigt das Resultat dieser Untersuchung, wobei die untere

Grenze des "praktisch vorkommenden Bereichs" für wahrscheinlich nicht vorkommende, jedoch denkbare Verhältnisse gilt. Der Vollständigkeit halber sind auch die Kurven für $H = 0$ und für den Fall, daß H eine Druckkraft ist, in Abb.5 eingetragen worden.

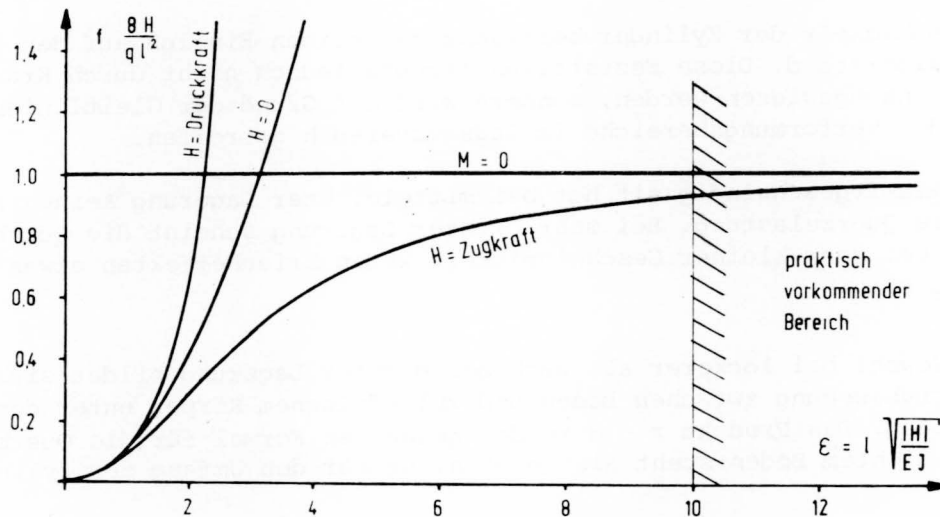


Abb. 5 Max.Durchbiegung von Zug- und Druckgliedern in Abhängigkeit von Belastung und Biegesteifigkeit

Für biegeeweiche Zugglieder gilt (Kamke [5]):

$$H \cdot y'' = q(x) \quad (3)$$

Hinsichtlich der Verteilung der Querbelastung über die Ankerlänge muß man bei der Relativverschiebung zwischen Boden und Anker wieder Annahmen treffen. Die Querbelastung wird i.a. zeitlich und örtlich schwanken. Es soll hier mit $q(x,t) = q = \text{const.}$ gerechnet werden. Eine entsprechend dem Eigengewicht zu den Verankerungspunkten hin zunehmende Querbelastung $q(x) = \gamma \cdot ds/dx = \gamma \sqrt{1 + y'^2}$ wäre als Ansatz für die in Frage kommenden Durchbiegungen ebenfalls möglich und ausreichend genau und führt zu der bekannten Kettenlinie.

Für $q(x) = \text{const.}$ ergibt sich:

$$y(x) = \frac{1}{H} (C_0 + C_1 x + \frac{1}{2} q x^2) \quad (4)$$

Für den symmetrischen Fall, d.h. Verbindungslinie der Verankerungspunkte rechtwinklig zur Querbelastungsrichtung, wird $C_0 = C_1 = 0$ und somit

$$y = \frac{q}{2 \cdot H} x^2 \quad (5)$$

Die maximale Durchbiegung - der Durchhang - ergibt sich zu

$$\max y = f = \frac{q l^2}{8 H} \quad (6)$$

Bei gegebener Querbelaastung q und Zuggliedlänge l ist also die gesuchte Zugkraft H (= Zugkraft in Ankermitte) nur von dem Durchhang abhängig. Der Durchhang ist zunächst unbekannt, läßt sich aber implizit durch den Abstand der Aufhängepunkte l und die Bogenlänge L ausdrücken, was im folgenden gezeigt wird. Die Bogenlänge der Parabel

$$y = \frac{q}{2 \cdot H} \cdot x^2$$

ist

$$L = \int_{-l/2}^{+l/2} \sqrt{1+y'}^2 dx \quad (7)$$

Die Integration und weitere Umformung ergeben

$$L = \frac{l}{2} \sqrt{1+\left(\frac{ql}{2H}\right)^2} + \frac{H}{q} \cdot \text{Arsh} \frac{ql}{2H} \quad (8)$$

wenn $\frac{ql}{2H} = t$ gesetzt und weiter umgeformt wird, erhält man

$$L = \frac{l}{2} \left[\sqrt{1+t^2} + \frac{1}{t} \ln (t + \sqrt{1+t^2}) \right] \quad (9)$$

Für $ql/2H = t$ kann aber auch gesetzt werden:

$$\frac{ql}{2H} = \frac{4}{1} \left(\frac{ql^2}{8H} \right) = \frac{4}{1} f \quad (10)$$

womit sich nach Einsetzen von $t = \frac{4}{1} f$ in (9) zeigt, daß der Durchhang nur von l und L abhängig ist.

Ein zwischen den Aufhängepunkten völlig gerader, nicht dehnbarer Anker würde bei unnachgiebiger Aufhängung schon bei der geringsten Querbelaastung eine unendlich große Zugkraft aufnehmen müssen. Diese unendlich große Zugkraft tritt nur deshalb nicht auf, weil der Anker dehnbar ist, die Aufhängepunkte in Zugrichtung nachgeben und fast immer ein ungewollter oder gewollter Anfangsdurchhang vorhanden ist. Es entsteht also durch die Querbelaastung eine ideelle Bogenlänge L_1 , die sich aus folgenden Anteilen zusammensetzt:

1. Aus der Länge l des ungedehnten Ankers, die ohne Anfangsdurchhang gleich dem Abstand der Aufhängepunkte ist,

2. aus der Ankerlängung H/c_A , die durch die Zugkraft H verursacht wird,
(genauer $\int_0^l Z(x)/c_A dx$, aber H/c_A ausreichend genau),
3. aus dem durch die Zugkraft H verursachten Nachgeben der Aufhängepunkte H/c_{Sp} ,
(genauer $Z/c_{Sp} = \sqrt{H^2 + (ql/2)^2} / c_{Sp}$, aber H/c_{Sp} ausreichend genau)
4. aus der durch den ungewollten oder gewollten Anfangsdurchhang verursachten Differenz Δl_f zwischen der Bogenlänge im unbeanspruchten Zustand und dem Abstand der Aufhängepunkte.

Die Federkonstanten c der Anteile aus 2. und 3. können zusammengefaßt werden zu einer Gesamtfederkonstanten aus Ankerelastizität und Nachgiebigkeit der Aufhängepunkte $Sp1$ und $Sp2$

$$\frac{1}{c_{res}} = \frac{1}{c_A} + \frac{1}{c_{Sp1}} + \frac{1}{c_{Sp2}} \quad (11)$$

so daß sich die ideelle Bogenlänge ergibt zu

$$L_i = l + \frac{H}{c_{res}} + \Delta l_f \quad (12)$$

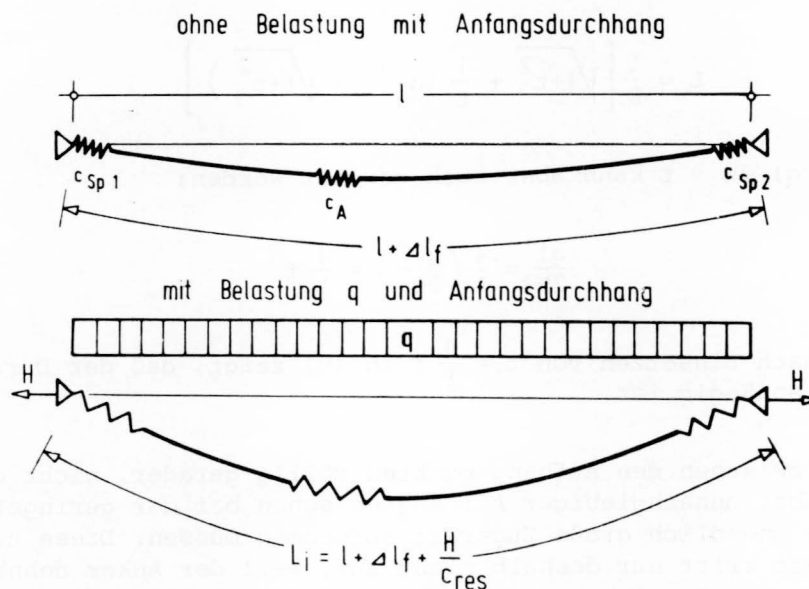


Abb. 6 Statisches System eines querbelasteten Ankerzugglieds

Die Abb. 6 stellt die einzelnen Anteile und das statische System dar.

Setzt man nun (12) gleich (9), dann erhält man daraus die gesuchte Zugkraft H implizit zu $H = f(q, \Delta l_f, c_{res}, l)$ in der Form

$$t \cdot \frac{2\Delta l_f}{1} + \frac{q}{c_{res}} = t \cdot \sqrt{1+t^2} + \ln(t + \sqrt{1+t^2}) - 2t \quad (13)$$

$$\text{mit } t = \frac{ql}{2H}$$

Jeweils der obere Teil der Kurven in Abb.7 (für große $ql/2H$) und Abb.8 (für kleine $ql/2H$) ermöglicht die Ablesung von $ql/2H$ mit q/c_{res} und $4f/l$ als gegebenen Parametern.

Δl_f braucht nicht erst aus dem Durchhang berechnet zu werden. Wegen (10) in Verbindung mit (9) kann direkt von dem Durchhang f bzw. dem dimensionslosen Wert $4f/l$ ausgegangen werden. Die Anwendung wird am Schluß anhand von Beispielen erläutert.

Nun ist zwar die Biegesteifigkeit des Zugglieds - wie bereits gesagt - für die Ableitung der H -Kraft bei den vorkommenden Verankerungen vernachlässigbar, für die durch den Durchhang entstehenden Biegespannungen und damit für den Spannungsnachweis jedoch keinesfalls, was im folgenden gezeigt wird.

Wegen der je nach den Parametern möglichen großen Durchbiegungen (Durchhang) wird statt $M = -EIy''$ die genauere Formel

$$-\frac{M}{EI} = \frac{y''}{(1+y'^2)^{3/2}} \quad (14)$$

verwendet, was zur Folge hat, daß nicht in jedem Fall wegen der größeren Zugkraft der Querschnitt im Aufhängepunkt für die Dimensionierung, sondern in der Regel sogar wegen der dort größeren Krümmung der Querschnitt in Ankermitte maßgebend ist.

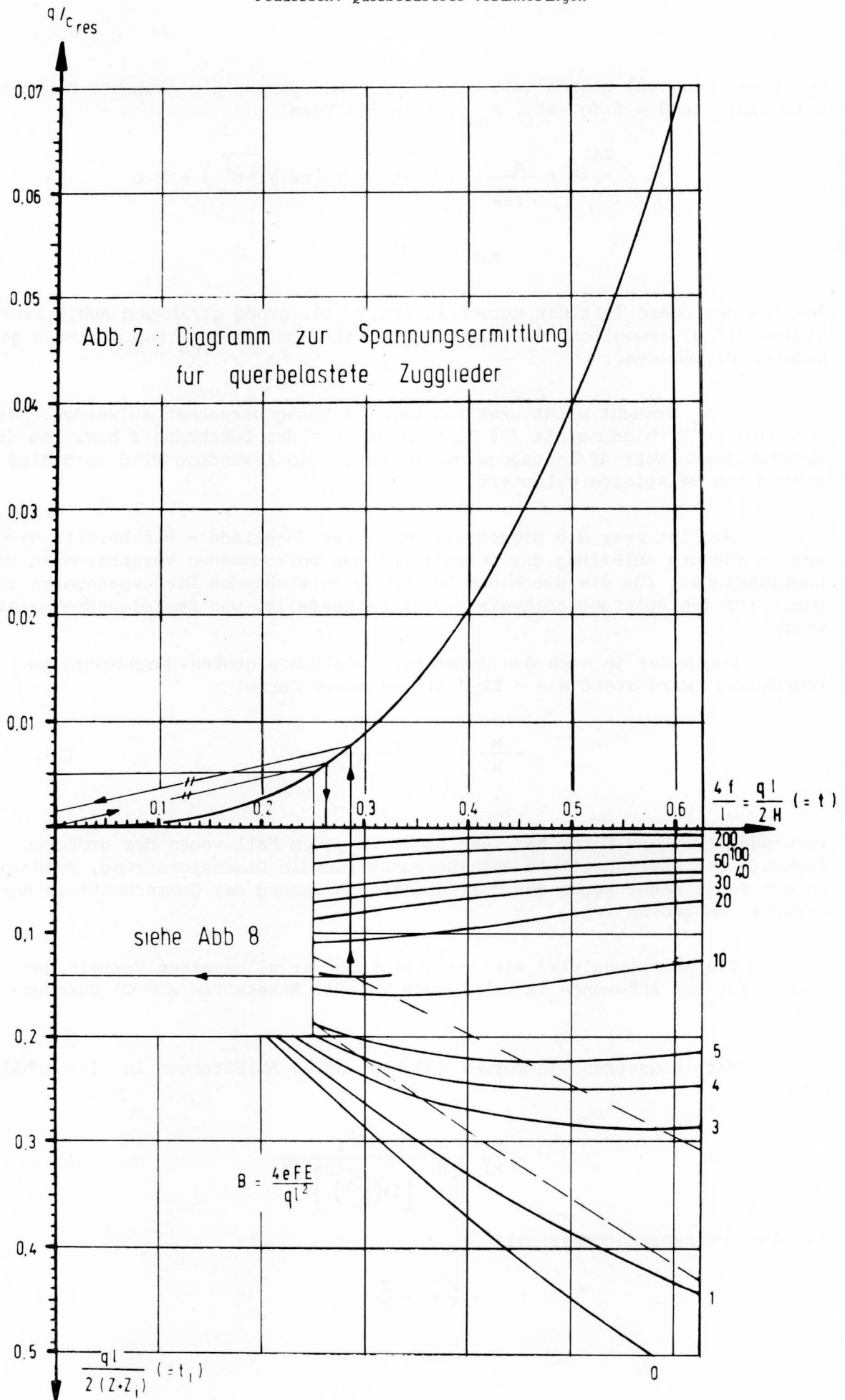
Die Ableitung wird also nach Nennung der allgemeinen Formeln getrennt für das Ankerende ($x = l/2$) und für die Ankermitte $x = 0$) durchgeführt.

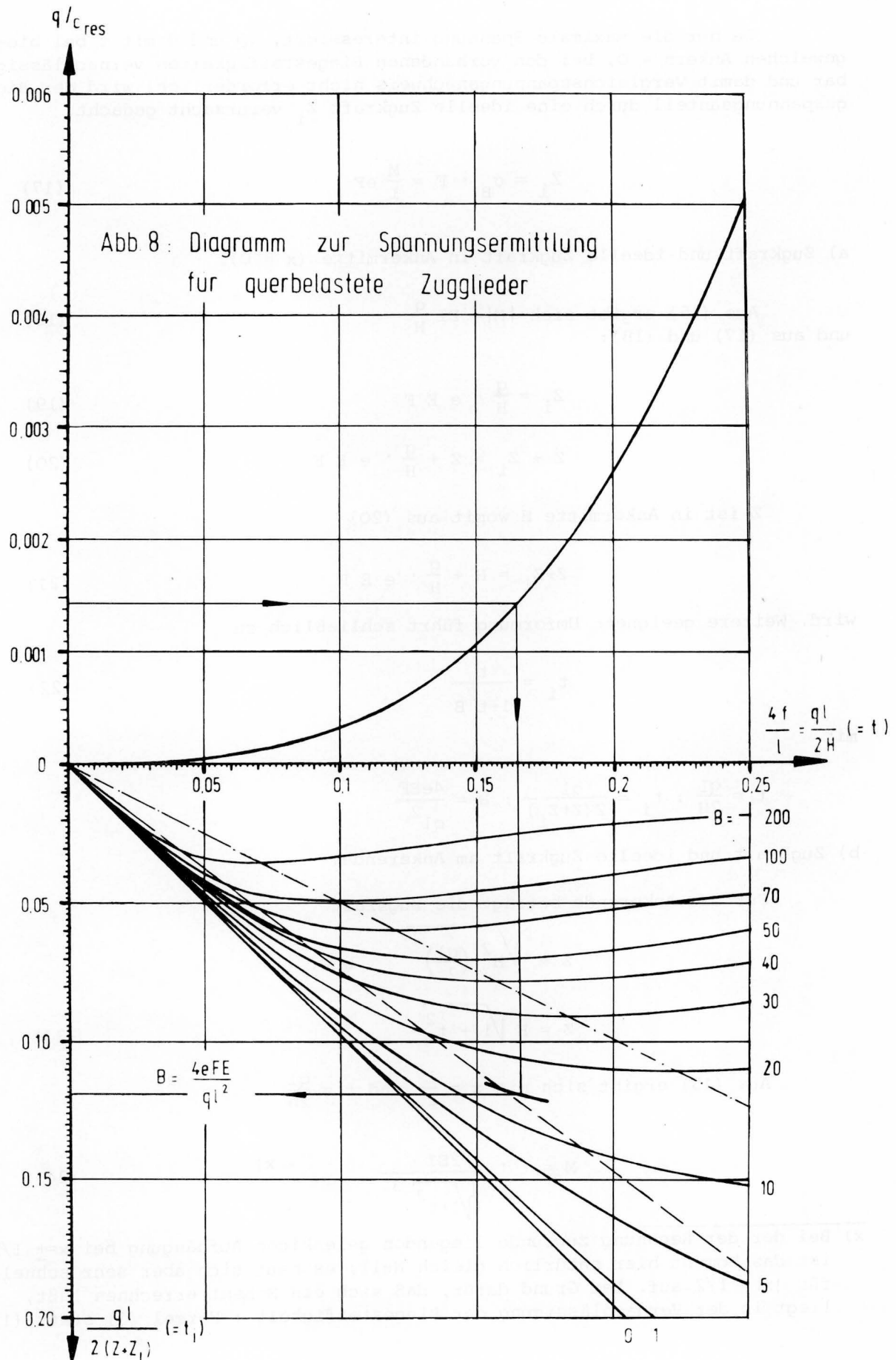
Nach Einsetzen von Formel (5) bzw. deren Ableitungen in (14) erhält man:

$$-\frac{M}{EI} = \frac{q}{H} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{qx}{H}\right)^2\right]^{3/2}} \quad (15)$$

Für den Spannungsnachweis gilt

$$\sigma = \pm \frac{M}{I} e + \frac{Z}{F} \quad (16)$$





Da nur die maximale Spannung interessiert, (Q und damit τ bei biegeweichen Ankern = 0, bei den vorhandenen Biegesteifigkeiten vernachlässigbar und damit Vergleichsspannungsnachweis nicht erforderlich) wird der Biegespannungsanteil durch eine ideelle Zugkraft Z_i verursacht gedacht.

$$Z_i = \sigma_B \cdot F = \frac{M}{I} e F \quad (17)$$

a) Zugkraft und ideelle Zugkraft in Ankermitte ($x = 0$).

Aus (15) ergibt sich $|M| = EI \frac{q}{H}$ und aus (17) und (18): (18)

$$Z_i = \frac{q}{H} \cdot e E F \quad (19)$$

$$Z + Z_i = Z + \frac{q}{H} \cdot e E F \quad (20)$$

Z ist in Ankermitte H womit aus (20)

$$Z + Z_i = H + \frac{q}{H} \cdot e E F \quad (21)$$

wird. Weitere geeignete Umformung führt schließlich zu

$$t_i = \frac{t}{1+t^2_B} \quad (22)$$

mit

$$t = \frac{ql}{2H}; \quad t_i = \frac{ql}{2(Z+Z_i)}; \quad B = \frac{4eEF}{ql^2}$$

b) Zugkraft und ideelle Zugkraft am Ankerende.

Für das Ankerende beträgt die Zugkraft

$$Z = \sqrt{H^2 + \left(\frac{ql}{2}\right)^2} \quad \text{bzw.}$$

$$Z = H \sqrt{1 + t^2} \quad (23)$$

Aus (15) ergibt sich mit $x = \frac{1}{2}$ und $t = \frac{ql}{2h}$

$$M = t \cdot \frac{2EI}{1\sqrt{1+t^2}^3} \quad x) \quad (24)$$

x) Bei der der Rechnung zugrunde liegenden gelenkigen Aufhängung bei $x = \pm 1/2$ ist das Moment hier natürlich gleich Null; es baut sich aber sehr schnell für $|x| < 1/2$ auf. Der Grund dafür, daß sich ein Moment errechnen läßt, liegt in der Vernachlässigung der Biegesteifigkeit: Formel (3) statt (1).

Z_i wird somit

$$Z_i = t \frac{2 e E F}{1 \sqrt{1+t^2}^3} \quad (25)$$

$$\text{und } Z + Z_i = H \left[\sqrt{1+t^2} + t^2 \frac{4 e E F}{q l^2 \sqrt{1+t^2}^3} \right] \quad (26)$$

Nach Umformung wird daraus:

$$t_i = \frac{t}{\sqrt{1+t^2} \left(1 + \frac{B t^2}{(1+t^2)^2} \right)} \quad (27)$$

(t , t_i , B wie bei Formel (22))

Die jeweils unteren Teile der Abb.7 und 8 enthalten die Abhängigkeiten $t_i = f(t)$ mit B als Parameter. Zusätzlich wurden in den Abbildungen 7 und 8 noch die Bemessungsgleiche - sie gibt an, ob der Endquerschnitt oder der Querschnitt in der Ankermitte (gleicher Querschnitt vorausgesetzt) für die Bemessung maßgebend ist - und die Verbindungslinie der Extremwerte für $t_i = f(t)$ eingezeichnet.

Die Bemessungsgleiche ergibt sich über die Berechnung von B aus $t_i(\text{Ende}) = t_i(\text{Mitte})$ zu

$$t_i = \frac{t (\sqrt{1+t^2}^3 - 1)}{(1+t^2)^2 - 1} \quad (28)$$

Sie ist als gestrichelte Linie dargestellt. Oberhalb der Bemessungsgleichen ist der Feldquerschnitt maßgebend.

Für die Verbindungslinie der Extremwerte der Kurven $t_i = f(t)$ gilt $t_i = 0,5 t$. Diese Verbindungslinie ist strichpunktiert dargestellt.

Bisher wurde davon ausgegangen, daß die Querbelastung q über die ganze Zuggliedlänge konstant ist. Dies setzt aber voraus, daß die Relativbewegung zwischen Boden und Zugglied überall so groß ist, daß der Bruch des Zugglieds im Boden auftritt bzw. - anders ausgedrückt - daß die Setzung des Bodens in Zuggliedhöhe größer ist als die sich unter q einstellende Durchbiegung. Diese Voraussetzung wird keinesfalls immer erfüllt sein.

Wie das beschriebene Verfahren für solche Fälle und unter der Voraussetzung, daß kein Anfangsdurchhang vorhanden ist, ebenfalls benutzt werden kann, wird im folgenden beschrieben.

Bei gleichmäßiger Setzung über die Zuggliedlänge wird die (Bruch)-Querbelastung q zuerst an den Aufhängepunkten auftreten, da diese der Setzung nicht folgen können. In einem gewissen - zunächst unbekannten - Bereich beiderseits der Zuggliedmitte wird keine Querbelastung vorhanden sein. Wie ausgeprägt der Sprung der Belastung beim Übergang vom belasteten zum unbelasteten Zuggliedteil ist, hängt von dem Kraft-Verschiebungsverhalten des Zugglieds bei der Relativbewegung im Boden ab. Wie die unter A beschriebenen Versuche zeigten, tritt der Bruch schon bei sehr kleinen Verschiebungen auf, so daß ein sprunghafter Übergang als Näherung gerechtfertigt erscheint.

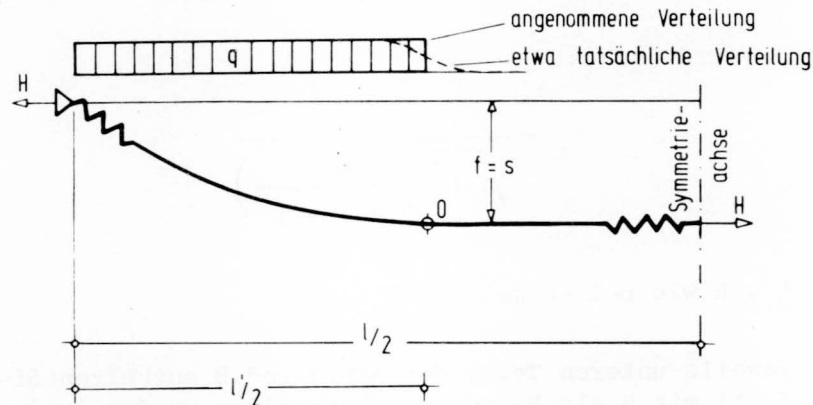


Abb. 9 Belastung und Verformung für den Fall, daß die Setzung s kleiner ist als der Durchhang bei $q = \text{const.}$ über l

Die Abbildung 9 zeigt den Belastungsansatz und die im weiteren benutzten Bezeichnungen.

Der Scheitel der Parabel mit horizontaler Tangente liegt im Punkt O. Die resultierende Federkonstante bleibt im Fall $f = s$ die gleiche wie im Fall $f < s$. Aus der Bedingung $f = s$ läßt sich die zunächst noch unbekannte Länge l' berechnen. Der Parameter B muß dann mit l' statt mit l berechnet werden. Das 2. Beispiel erläutert die Benutzung der Abb. 7 bzw. 8 für diesen Fall.

Zum Abschluß noch ein Wort zur Frage der Nachgiebigkeit der Ankeraufhängung, der Vorspannung und der planmäßigen Überhöhung des Zuggliedes.

Die Federkonstante der Ankeraufhängung ist eigentlich keine Konstante, da die Kraft-Verschiebungskurve (die Arbeitslinie) nicht linear ist. Für die beschriebene Berechnung ist genau genommen der Sekantenmodul durch den Koordinatenursprung einzusetzen, da die Gesamtverschiebung bis zum Erreichen der Kraft H interessiert. Im allgemeinen wird man sich jedoch mit der Abschätzung der Werte c_{Sp} behelfen müssen. Eine Hilfe bilden hierbei Meßergebnisse aus Eignungsprüfungen an Verpreßankern (Eignungsprüfungen sind bei Dauerankern stets erforderlich). Man braucht nur zusätzlich zur Ankertopfverschiebung die Verschiebungen des Ankertopf widerlagers zu messen und auszuwerten.

Eine eventuelle Vorspannung hat keinen Einfluß auf den Gang der Berechnung. Sie beeinflusst jedoch den Wert c_{Sp} , da von einem anderen Punkt der Arbeitslinie der Ankeraufhängung ausgegangen wird. Da gerade der Bereich relativ großer Nachgiebigkeit der Ankeraufhängung durch die Vorspannung vorweggenommen wird, ist der c_{Sp} -Wert bei Vorspannung meist erheb-

lich größer als im Fall ohne Vorspannung. Die aus der Vorspannung resultierende Normalspannung muß außerdem der ermittelten maximalen Randspannung überlagert werden. Eine Vorspannung sollte deshalb bei querbelasteten Verankerungen möglichst nicht vorgenommen werden.

Eine gebräuchliche Möglichkeit, der durch die Relativbewegung zwischen Boden und Zugglied entstehenden Querbelastung zu entgehen, ist die planmäßige Überhöhung des Zuggliedes vor der Überschüttung. Hierbei ist jedoch stets die Überhöhung so groß zu wählen, daß sie größer als die errechnete Setzung des Bodens in Höhe des Zuggliedes ist. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, wird das Zugglied im Laufe der Setzung die gerade (oder nahezu gerade) Form durchlaufen und dann bei Fortgang der Setzung möglicherweise eine noch größere Beanspruchung erfahren (was wiederum vom Parameter B abhängt) als es ohne Überhöhung erfahren hätte. Ist außerdem nicht nur im Bereich der Ankermitte, sondern auch im Bereich der Aufhängepunkte eine Setzung vorhanden, dann nützt auch eine Überhöhung letztlich nicht viel.

Beispiele

1. Beispiel : Untere Ankerlage einer Pier gegeben:

- Ankerabstand $a = 1,0 \text{ m}$
- Tiefe der Ankerlage unter OK Sandauffüllung $h = 12,0 \text{ m}$
- Ankerlänge (Abstand der Aufhängepunkte) $l = 25,5 \text{ m}$
- Ankerquerschnitt: $\emptyset 4 \frac{1}{2}''$ (115 mm) St 52 mit gestauchten Enden

$$\left. \begin{array}{ll} f_{\text{Sch}} &= 78,54 \text{ cm}^2 \\ d &= 100 \text{ mm} \\ F_K &= 83,31 \text{ cm}^2 \\ D_K &= 103,0 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ z.B. aus Larssen-Handbuch}$$

- vermutliche Setzung $s = 1,2 \text{ m}$
- Querbelastung $q = 40 \text{ kN/m}$
- Rechnerische Ankerkraft aus Erd- und Wasserdruck $A = 950 \text{ kN je Anker}$
- Federkonstante eines Ankeraufhängepunktes geschätzt zu $c_{\text{Sp}} = 100 \text{ MN/m}$.

Es lassen sich zunächst berechnen:

$$c_A = EF/l = 63,45 \text{ MN/m}$$

$$\frac{1}{c_{\text{res}}} = \frac{1}{63,45} + \frac{2}{100} \rightarrow c_{\text{res}} = 28 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\frac{q}{c_{\text{res}}} = \frac{40}{28 \cdot 10^3} = 0,00143$$

$$B = \frac{4eEF}{ql^2} = 12,44$$

Aus Abb. 8 läßt sich für $q/c_{\text{res}} = 0,00143$ $q_1/2H = 0,166$ ablesen.
Damit ergibt sich H zu

$$H = \frac{q_1}{2 \cdot 0,166} = \frac{40 \cdot 25,5}{2 \cdot 0,166} = 3072 \text{ kN} > 950 \text{ kN}$$

und die max. Durchbiegung f zu

$$f = \frac{25,5 \cdot 0,166}{4} = 1,06 \text{ m} < 1,20 \text{ m}$$

Mit $B = 12,44$ ergibt sich aus Abb. 8 weiterhin

$$\frac{q_1}{2(Z+Z_i)} = 0,119$$

und daraus

$$Z + Z_i = \frac{40 \cdot 25,5}{2 \cdot 0,119} = 4286 \text{ kN}$$

Da der Punkt $q_1/2H = 0,166$; $q_1/2(Z+Z_i) = 0,119$ über der gestrichelten Linie der Abb. 8 liegt, gilt $Z + Z_i$ für den Querschnitt in Ankermitte.

Die maximale Zugspannung (Randspannung) in Ankermitte ist somit

$$\sigma = \frac{Z + Z_i}{F} = \frac{4286}{78,54} = 54,6 \text{ kN/cm}^2$$

(Der Nachweis für den Querschnitt, wie er an den gestauchten Enden vorhanden ist, unterbleibt hier, um den Umfang zu beschränken).

Da der Punkt $q_1/2H = 0,166$; $q_1/2(Z+Z_i) = 0,119$ unterhalb der strichpunktierten Linie der Abb. 8 liegt, führt eine gewollte Anfangsdurchbiegung zu einer kleineren Randspannung.

Wie groß muß die gewollte Anfangsdurchbiegung sein, damit die Ankerbeanspruchung am kleinsten ist?

Wie aus Abb. 7 ersichtlich, liegt für $B = 12,44$ der größte Wert für $q_1/2(Z+Z_i)$ bei $q_1/2H = 0,287$; $q_1/2(Z+Z_i) = 0,14$. Der Kurvenpunkt über $q_1/2H = 0,287$ wird mit dem Ordinatenabschnitt $q/c_{\text{res}} = 0,00143$ verbunden. Die Parallele hierzu schneidet die Kurve bei $4f/l_{\text{res}} = 0,264$, woraus sich die erforderliche Anfangsdurchbiegung zu $f = 25,5 \cdot 0,264/4 = 1,68 \text{ m}$ ergibt.

Aus $q_1/2(Z+Z_i) = 0,14$ ergibt sich

$$Z + Z_i = \frac{40 \cdot 25,5}{2 \cdot 0,14} = 3643 \text{ kN}$$

und die Randspannung zu

$$\sigma = \frac{3643}{78,54} = 46,4 \text{ kN/cm}^2$$

Die zulässigen Randspannungen werden also sowohl ohne als auch mit Anfangsdurchbiegung weit überschritten. Dennoch kommt es wegen der Reserven durch plastische Verformungen und bei ausreichender Dimensionierung der Ankeranschlüsse noch nicht unbedingt zum Bruch der Verankerung.

Wie unterschiedlich die Ergebnisse sein können, sei noch einmal in der folgenden Aufzählung zusammengefaßt.

- a) ohne Berücksichtigung der Querbelastung: $\sigma = \frac{950}{78,54} = 12 \text{ kN/cm}^2 < \text{zul } \sigma$
- b) mit Querbelastung $q = 40 \text{ kN/m}$, aber ohne Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Ankeraufhängung:
 $\sigma = 52,4 \text{ kN/cm}^2$ (ohne Berücksichtigung der Biegung)
 $\sigma = 62,4 \text{ kN/cm}^2$ (mit Berücksichtigung der Biegung)
- c) mit $q = 40 \text{ kN/m}$ und $c_{\text{res}} = 28 \text{ MN/m}$, Biegung berücksichtigt,
 $\sigma = 54,6 \text{ kN/cm}^2$
- d) wie c) mit optimaler Anfangsdurchbiegung
 $\sigma = 46,4 \text{ kN/cm}^2$.

2. Beispiel :

Dieses Beispiel soll den erforderlichen Rechenvorgang für den Fall erläutern, daß die Setzung in Höhe der Ankerlage kleiner als der sich unter der Belastung q (über l) einstellende Durchhang ist.

Um die Berechnung abzukürzen und einen Vergleich zu ermöglichen, seien die Vorgaben die gleichen wie beim 1. Beispiel, die Setzung in Ankerhöhe sei jedoch statt 1,2 m nur $s = 0,45 \text{ m}$.

Mit $c_{\text{res}} = 28 \text{ MN/m}$ und $q/c_{\text{res}} = 0,00143$ ergibt sich aus Abb.8

$$\frac{4f}{l} = \frac{4s}{l'} = 0,166 \quad \text{und daraus}$$

$$l' = \frac{4s}{0,166} = \frac{4 \cdot 0,45}{0,166} = 10,84 \text{ m}$$

Die Horizontalkraft H wird damit aus $\frac{ql'}{2H} = 0,166$

$$H = \frac{q l'}{2 \cdot 0,166} = \frac{40 \cdot 10,84}{2 \cdot 0,166} = 1306 \text{ kN}$$

B wird mit l' berechnet zu

$$B = \frac{4eFE}{ql'^2} = \frac{4 \cdot 5 \cdot 78,54 \cdot 2,06 \cdot 10^7}{40 \cdot 10,84^2 \cdot 10^5} = 68,84$$

Aus Abb.8 läßt sich nun für $4f/l' = 0,166$ und $B = 68,84$ t_i ableiten zu

$$t_i = \frac{q l'}{2(Z+Z_i)} = 0,056 \quad , \text{ woraus sich}$$

$$Z+Z_i = \frac{q \cdot l'}{2 \cdot 0,056} = \frac{40 \cdot 10,84}{2 \cdot 0,056} = 3871 \text{ kN}$$

ergibt.

Daraus wird die maximale Randspannung :

$$\sigma = \frac{3871}{78,54} = 49,3 \text{ kN/cm}^2.$$

Vergleicht man die Randspannungen des 1. Beispiels (ohne Anfangsdurchhang, $s = 1,2 \text{ m}$) und des 2. Beispiels (ohne Anfangsdurchhang, $s = 0,45 \text{ m}$) so sieht man, daß die Randspannungen sich um nur etwa 10 % unterscheiden. Der Grund hierfür ist die relativ große Biegesteifigkeit des vorliegenden Ankers. Die H-Kräfte unterscheiden sich jedoch beträchtlich mit 3072 kN im 1. Beispiel und 1306 kN im 2. Beispiel.

Anmerkung zu den Beispielen:

Bei kleinen Setzungen s und steifen Ankern kann es vorkommen, daß ϵ kleiner als 10 wird (Abb.5). Es empfiehlt sich deshalb, zur Kontrolle stets ϵ zu berechnen oder den Anteil q_B an der Belastung q , der allein durch Biegung aufgenommen werden könnte. q_B kann näherungsweise aus

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E I}$$

für den Balken auf 2 Stützen unter Gleichlast berechnet werden zu

$$q_B = \frac{384}{5} \cdot \frac{E I f}{l^4}$$

Für Beispiel 1 wird $\epsilon = 44,5 > 10$; $q_B = 0,0005 q$ (vernachlässigbar)

Für Beispiel 2 wird $\epsilon = 12,3 > 10$; $q_B = 0,063 q$ (vernachlässigbar).

Wie die Beispiele zeigen, kann sich bei richtiger Berechnung (Fall (c) oder (d) des 1. Beispiels) eine gegenüber Fall (a) etwa 4 bis 5-fache Stahlspannung im Ankerzugglied ergeben. Diese Größenverhältnisse lassen die aufgetretenen Schäden an eingebetteten Verankerungen nicht mehr verwunderlich erscheinen, wenn man die Bedeutung der in die Berechnung eingehenden Parameter, insbesondere aber die nur ungenau zu berechnenden und schwer abzuschätzenden Parameter q und c_{Sp} untersucht.

Daß nicht noch erheblich mehr Schäden aufgetreten sind, liegt wohl zum größten Teil daran, daß bis zur vollen Plastizierung des Stahlquerschnitts noch erhebliche Reserven gegenüber dem der Rechnung zugrunde liegenden Fall der "zulässigen Spannung in der Randfaser" vorhanden sind. Bei beginnender Plastizierung des Querschnitts wird zudem der Parameter B kleiner (volle Plastizierung: $B = 0$) und die nicht mehr lineare Federkonstante c_A des Zugglieds wird infolge des großen Arbeitsvermögens des Stahls (σ - ϵ -Diagramm) zunehmend kleiner. Eine Berechnung nach dem Traglastverfahren wäre deshalb für querbelaastete Zugglieder sinnvoll und ist, da es sich ausschließlich um runde Querschnitte handelt, leicht möglich. Hierbei treten jedoch verstärkt andere Probleme - solche des Korrosionsschutzes, der Kerbspannungen usw. - in den Vordergrund.

Formelzeichen

- c_A = Federkonstante des Ankers
 $c_{Sp} = (c_{Sp1}, c_{Sp2})$ = Federkonstante der Ankeranschlußpunkte (z.B. Spundwand)
 γ = Wichte des Bodens
 E = Elastizitätsmodul des Stahles, $E = 2,06 \cdot 10^7 \text{ N/cm}^2$
 d = Durchmesser des Zugglieds
 $e = d/2$ = halber Zugglieddurchmesser
 F = Zuggliedquerschnitt
 H = Zugkraft in Richtung der Verbindungslinie der Ankerendpunkte (Aufhängepunkte)
 I = Trägheitsmoment des Ankers
 l = Abstand der Ankeraufhängepunkte
 L = Bogenlänge des Ankers
 L_i = ideelle Bogenlänge des Ankers
 Δl_f = Differenz zwischen Bogenlänge L und Abstand der Aufhängepunkte l im unbelasteten Zustand
 f = Durchhang
 M = Biegemoment im Zugglied
 q = Querbelaastung senkrecht zur Verbindungslinie der Ankeraufhängepunkte
 q_B = Anteil von q , der allein durch Biegung aufgenommen wird
 s = Setzung des Bodens in Ankerhöhe
 σ, σ_B = Spannung, Biegespannung
 y, x = Kartesische Koordinaten der Zuggliedverformungslinie
 Z = Zugkraft in Richtung der Tangente der Zuggliedverformungslinie
 Z_i = ideelle, aus der Biegebeanspruchung resultierende Zugkraft
 $\epsilon = 1\sqrt{\frac{H}{EI}}$

Schrifttum

- [1] FÖRSTER, K. : Die Abschirmung des Erddrucks vor Spundwänden durch Pfahlroste. Mitteilungen der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft, Heft 17/18, 1937
- [2] WENZ, K.-P. : Über die Größe des Seitendruckes auf Pfähle in bindigen Erdstoffen. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, Karlsruhe, Heft 12/1963
- [3] BRINCH-HANSEN, J. : Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag 1960, S.266-268
LUNDGREN, H.
- [4] BÜRGERMEISTER, G. : Stabilitätstheorie, Teil I, Akademie-Verlag, Berlin 1966, S.3
STEUP, H.
KRETZSCHMER, H.
- [5] KAMKE, E. : Differentialgleichungen I. Akademische Verlagsgesellschaft Geest & Portig KG., Leipzig 1969, S.160.

Dr.-Ing. E. F r a n k e

Dipl.-Ing. D. G a r b r e c h t

DREI SERIEN VON PROBEBELASTUNGEN AN GROßBOHRPFÄHLEN IN SAND

- ZIEL - METHODE - ERGEBNISSE -

Three Series of Test-Loadings on Large Bored Piles in Sand

- Aim - Method - Results -

Zusammenfassung

Im folgenden wird über die Probebelastung von 14 Großbohrpfählen berichtet. Alle Pfähle stehen in Sand und wurden nur axial belastet. Variiert wurden Länge und Durchmesser, 6 Pfähle erhielten eine Fußverbreiterung. Die Mantelreibung wurde bei 8 Pfählen oberhalb 2,5 m über Pfahlsohle ausgeschaltet, um die Einbindung um dieses Maß in eine Schicht mittlerer Festigkeit (Drucksondierwiderstand 10 bis 15 MN/m²) zu simulieren.

Die sich ergebenden Last-Setzungs-Linien werden verglichen, und der Einfluß der variierten Größen wird diskutiert.

Summary

In this paper the method and the results of 14 axial test-loadings on large bored piles in sand are presented. In case of 8 of these piles the skin friction was eliminated from the pile head downwards to 2,5 m above the pile base, simulating a layer of medium strength (dutch cone penetration resistance about 10 to 15 MN/m²) only there. The skin friction was eliminated by bentonite slurry in an annular space round the pile shafts. In case of the other piles the soil strength was different for the different piles.

As variables resp. parameters the length and the diameter of the piles were introduced and 6 of the piles had been constructed with enlarged bases. By evaluation the measured load-settlement-behaviour the interdependence of the mean point pressure and the mentioned parameters was established.

I n h a l t

	Seite
1. Ziel	47
2. Planung der Versuche	48
2.1 Grundsätze	48
2.2 Auswahl des Versuchsgeländes und Baugrunderkundung	51
2.3 Ausgeführte Pfahlabmessungen	51
2.4 Überprüfung der Eignung von Betonstauchungsmessungen im Pfahlschaftbeton zur Mantelreibungsermittlung	51
2.5 Vergleich der Genauigkeit der Pfahllastermittlung mit Manometer und elektrischer Druckmeßdose	53
3. Durchführung der Versuche	53
4. Ergebnisse der Versuche	55
4.1 Last-Setzungs-Kurven	55
4.2 Einfluß der Fußverbreiterungen	64
4.3 Durchmesserseinfluß	68
4.4 Einfluß der Baugrundfestigkeit auf $\sigma_{s2,5}$	69
4.5 Einfluß der seitlichen Auflast bzw. der Pfahllänge	71
4.6 Eignung von Betonstauchungsmessungen im Pfahlschaftbeton zur Mantelreibungsermittlung	71
4.7 Mantelreibung	73
5. Zusammenfassung und weitere Arbeiten	75
6. Schrifttum	76

Anmerkung: Soweit im Folgenden auf die DIN 4014, Teil 2 verwiesen wird, ist damit der Entwurf vom August 1975 gemeint.

1. Ziel

Das Ziel dieser Probelastungen war, die Erfahrungsgrundlage für Tragfähigkeitsangaben in einer neuen Norm über Großbohrpfähle (DIN 4014, Teil 2) zu verbessern. Großbohrpfähle haben in der Regel Durchmesser von 1 bis 2,5 m, deren Bohrungen mit maschinellen Verfahren überwiegend vertikal hergestellt werden. Der wirtschaftliche Einsatz solcher Pfähle wurde erst durch die Entwicklung entsprechend großer Bohrmaschinen Ende der fünfziger Jahre möglich.

Die Unterscheidung zwischen Großbohrpfählen und den dünneren Bohrpfählen herkömmlicher Bauart nach DIN 4014, Teil 1, ist im Grunde willkürlich und nur begründet durch die früher engeren Grenzen der Herstellbarkeit. Ein Unterschied kann höchstens darin gesehen werden, daß mit größer werdendem Schaftdurchmesser die Pfähle herkömmlicher Bauart bedingt durch das größere Verhältnis von Pfahlmantelfläche F_M zur Pfahlfußfläche F_F die Last zu einem wesentlich größeren Teil über die Mantelfläche abtragen als Pfähle mit größerem Durchmesser D gleicher Länge; d.h. die Pfahlspitzenkraft überträgt mit steigendem Durchmesser einen größeren Anteil der Gesamtlast Q in den Boden (Abb. 1). Bei Pfählen mit Fußverbreiterungen tritt dieser Effekt verstärkt auf.

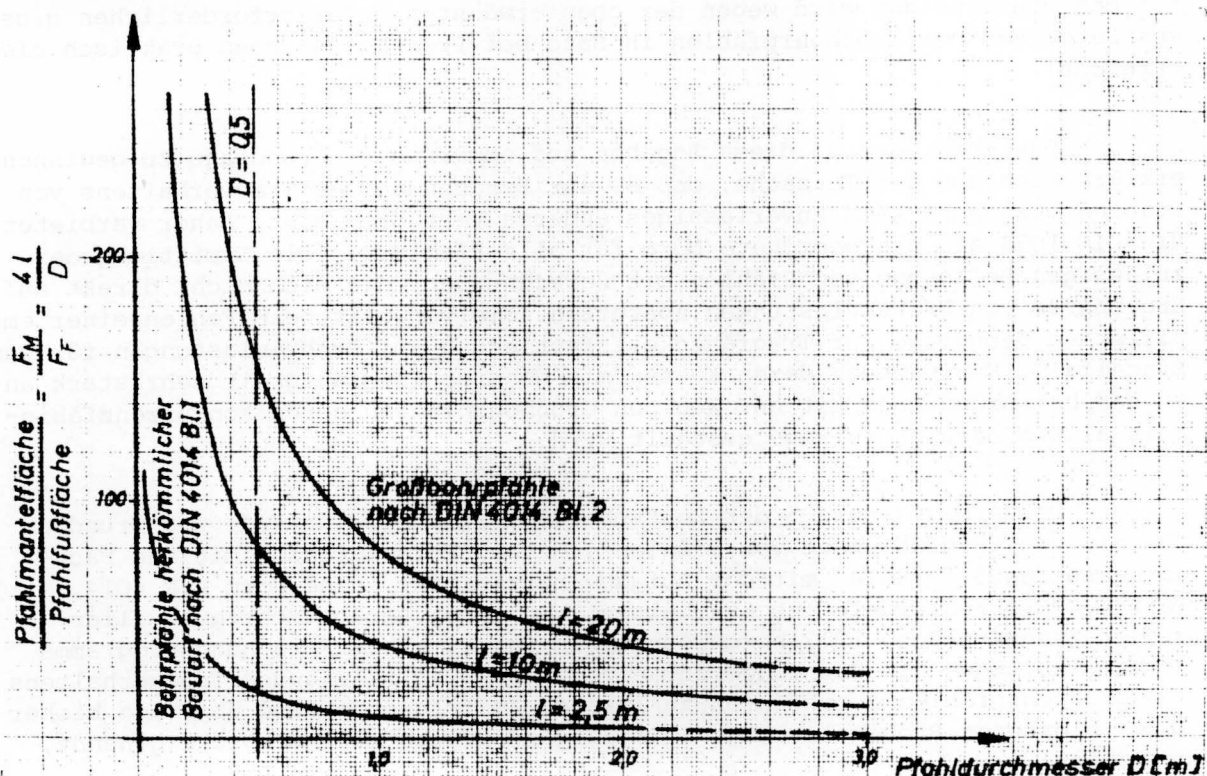


Abb. 1 Abnahme des Verhältnisses der Mantelreibungsfläche F_M zur Fußfläche F_F bei Zunahme des Pfahldurchmessers D für Pfahllängen l von 2,5 m, 10 m und 20 m

Bei der Untersuchung des Tragverhaltens von Großbohrpfählen erwies es sich als zwingend notwendig, bei der üblichen Trennung der den Pfahl belastenden Gesamtkraft Q in eine Pfahlmantelkraft Q_M und eine Pfahlspitzenkraft Q_S (Bezeichnungen nach DIN 4015) zu berücksichtigen, daß das Spannungs-Verschiebungsverhalten der meisten Böden und besonders das von Sand

bei der Beanspruchung durch Mantelreibung $\tau_m = \Delta Q_M / \Delta F_M$ sich wesentlich unterscheidet von dem bei Beanspruchung durch Spitzendruck $\sigma_s = Q_S / F_F$. In Abhängigkeit von der Bodenart und deren Festigkeit erreicht die Mantelreibung i.a. schon bei Setzungen bis zu 2 cm ihren maximalen Wert. Insofern kann man für Pfähle herkömmlicher Bauart die Definition der Grenzlast bei 2 cm Setzung (siehe DIN 1054), Abschnitt 5.4.1.1 bzw. DIN 4014, Teil 1, Beiblatt zu Abschnitt 13.5 für sinnvoll halten, sofern sie die Last vorwiegend über Mantelreibung übertragen. Die Bruchlast des Spitzendrucks dagegen ist durchmesserabhängig und tritt bei Bohrpfählen erst bei Setzungen ein, deren Größenordnung in Sand bis zu 1/3 des Pfahldurchmessers reicht, d.h. im Falle von Großbohrpfählen bei Werten um 30 cm und mehr (Vesic [15]). Außerdem ist bei Großbohrpfählen in Sand, die immer wesentliche Lastanteile über Spitzendruck abtragen, schon aus Wirtschaftlichkeitsgründen das 2 cm-Kriterium zur Definition der Grenzlast nicht anwendbar, weil sich 2 bis 4 cm Setzungen im Gebrauchszustand in den letzten 15 Jahren in der Regel als unschädlich erwiesen haben. Wenn in der Norm für die kleineren Bohrpfähle noch Tragfähigkeitsangaben ohne Trennung von Spitzendruck und Mantelreibung gemacht werden, die von Grenzlasten bei 2 cm Setzung ausgehen, so ist das bei Großbohrpfählen also nicht möglich. Vielmehr müssen Spitzendruck und Mantelreibung getrennt und in Abhängigkeit von den Setzungen angegeben werden, und zwar mangels Kenntnis echter Bruchlasten und der Sicherheitswerte, die auf diese anzuwenden wären, um im Gebrauchszustand erträgliche Setzungen zu erhalten. (Der Spitzendruck für den Bruchzustand wird wegen der oben erwähnten dafür erforderlichen grossen Setzungen bei Großbohrpfählen in Sand bei Probelastungen praktisch nie erreicht).

Das Erfordernis, diese Angaben auf empirischer Grundlage zu gewinnen, erklärt sich aus der Tatsache, daß es zur Berechnung des Tragverhaltens von Pfählen bis heute kein zuverlässiges anderes Verfahren gibt. Daher verbietet die DIN 1054 als übergeordnete Norm für alle Pfahlarten die Ermittlung der zulässigen Belastung von Pfählen mit Berechnungen, die sich nicht direkt auf Ergebnisse von Probelastungen abstützen. Sie verweist beim Fehlen einer empirischen Grundlage zur Tragfähigkeitsfestlegung auf Probelastungen für den Einzelfall. Nun wachsen deren Kosten mit höherer Tragfähigkeit sehr stark an, so daß bei Gründungen mit nur wenigen Großbohrpfählen deren Konkurrenzfähigkeit allein dadurch infrage gestellt wird.

Der Arbeitskreis 5 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau "Bauart und Tragfähigkeit von Pfählen", der in Personalunion mit dem Fachnormenausschuß "Pfähle" mit der Aufgabe betraut ist, eine Norm DIN 4014, Teil 2, "Großbohrpfähle" zu erarbeiten, hat unter Berücksichtigung aller dieser Zusammenhänge 1972 beschlossen, im Rahmen eines Forschungsprogramms Probelastungen als Grundlage zur empirischen Ermittlung des Tragverhaltens von Großbohrpfählen durchführen zu lassen. Im folgenden wird über die bisher abgeschlossenen Probelastungen, im folgenden auch kurz Versuche genannt, berichtet:

2. Planung der Versuche

2.1 Grundsätze

Um im Hinblick auf die knappen Geldmittel den Umfang des Versuchsprogramms zu beschränken, konnte nur so vorgegangen werden, bei den Probelastungen relativ ungünstige Verhältnisse zu simulieren, deren Ergebnisse bei späterer Anwendung in der Praxis i.a. auf der sicheren Seite liegen.

So wurden die Pfähle, um den günstigen Einfluß scheinbarer Kohäsion auszuschalten, der sich nach vorliegenden Erfahrungen erheblich auswirken kann, stets unter dem Grundwasserspiegel abgesetzt.

Da in der DIN 4014, Teil 2, ähnlich wie in den anderen deutschen Pfahlnormen, eine Mindesteinbindung der Pfähle in eine tragfähige Schicht von nur 2,5 m vorgesehen wurde, hat die Untersuchung der Parameter im Vordergrund gestanden, die auf den Spitzendruck Einfluß haben. Das war ebenfalls schon mit Rücksicht auf den begrenzten finanziellen Rahmen des Versuchsprogrammes insofern geboten, als es nicht möglich war, Meßgeräte zu beschaffen, die bei rolligen Böden unter dem Grundwasserspiegel Mantelreibung und Spitzendruck zuverlässig getrennt zu messen imstande waren. (Mehrere Anläufe, über den ganzen Querschnitt reichende Stahldruckdosen oder -kissen - ähnlich denen von WHITAKER u. COOKE [16] beschrieben - scheiterten selbst nach Zusicherung der Finanzierung daran, daß die Hersteller keine ausreichende Garantie für die Funktionsfähigkeit dieser Geräte auf Dauer unter dem Grundwasserspiegel übernehmen konnten). Deshalb wurde die Mantelreibung bei 8 der 14 Pfähle durch einen mit Bentonitschlämme gefüllten Ringspalt, der die Pfahlschäfte bis 2,5 m oberhalb der Pfahlfußfläche umschloß, ausgeschaltet. Auf diese Weise wurde also nicht der reine Spitzendruck gemessen, weil in der Einbindelänge $l_0 = 2,5$ m oberhalb der Pfahlfußfläche die Mantelreibung weiterhin wirksam war. (Eine Mindesteinbindung der Pfähle in eine tragfähige Schicht von wenigstens $l_0 = 2,5$ m vorzusehen, wird immer als zweckmäßig angesehen, um eine gute Ausnutzung der Pfahlspitzen-tragfähigkeit zu gewährleisten). Die Mantelreibung, die in diesem Bereich auftritt, wird in der DIN 4014, Teil 2 der Einfachheit halber dem Spitzendruck zugeschlagen. In Abweichung von den anderen deutschen Pfahlnormen darf die Mantelreibung oberhalb von l_0 ebenfalls auf empirischer Grundlage - wie noch gezeigt wird - zusätzlich berücksichtigt werden.

Bei den Versuchen sollte der Einfluß folgender Parameter auf den Spitzendruck untersucht werden:

- Durchmesser,
- Pfahllänge bzw. seitliche Auflast über der Pfahlsohle,
- Bodenart (nicht-bindig und bindig),
- Anschneiden von Fußverbreiterungen.

Zu diesem Zweck wurden die folgenden Versuche geplant:

Tabelle 1

Pfahldurchmesser (m)		Pfahllänge (m)	Boden
ohne Fußverbreiterung \varnothing_S	mit $\varnothing / \varnothing_F$	unter Anpassung an die örtlichen Ge- gebenheiten etwa	Art, Festigkeit
1	1/1,5	5	nichtbindig, mittel- dicht
1,5	1,5/2,2	10	bindig, halbfest

Die Bedingung mittlerer Festigkeit für Sand bzw. halbfester Konsistenz für bindigen Boden stellt wieder eine Einengung der Versuche im Sinne einer Abgrenzung nach der unsicheren Seite dar, d.h. nur Pfähle in Böden gleicher oder höherer Festigkeit dürfen aufgrund der Probelastungsergebnisse bemessen werden; Böden geringerer Festigkeit erfordern gegebenenfalls Probelastungen für den Einzelfall.

Die Versuche in Sand, über die hier berichtet wird, sind zuerst ausgeführt worden. Sie waren vordringlich, weil für nichtbindigen Boden weniger systematisch verwertbare Versuchsergebnisse vorlagen als für bindige Böden, für die schon eine Reihe Probelastungsergebnisse veröffentlicht worden sind, die Spitzendruck und Mantelreibung in Abhängigkeit von den Setzungen angeben (WHITAKER u. COOKE, [16], SOMMER u. HAMBACH, [13]).

Nach der Tabelle 1 ergeben sich 8 Probelastungen in Sand; diese sind in zwei Versuchsserien 5/2662 und 5/2734 durchgeführt worden. Über dieses Programm hinaus konnte eine Serie 5/2691 mit fünf weiteren Versuchen vorgesehen werden, da sich eine sehr kostengünstige Möglichkeit bot, diese vom Arbeitsraum eines Senkkastens aus vor Beginn des Absenkens unter Ausnutzung seines Gewichtes als Widerlager bei den Probelastungen auszuführen (s. Tabelle 2).

Tabelle 2

Versuchsserie	Pfahl Nr.	Durchmesser			"summarischer" Sondierwiderstand q_s bis $2 D_F$ unter Pfahlsohle MN/m^2 ($1 MN/m^2 = 10 kp/cm^2$)	Bodenart unter Pfahlfuß
		Pfahllänge l m	Pfahlschaft D_s m	Pfahlfuß D_F m		
5/2662 Pfahlhersteller: Frankipfahl Bauges. m. b. H.	1	13	1,1	1,1	13,5	mS, fs, gs' $U = 2,5$ bis 3
	2	13	1,1	1,58	14,5	
	3	14	1,5	1,5	13,5	
	4	13	1,5	2,04	12,0	
5/2734 Pfahlhersteller: Frankipfahl Bauges. m. b. H.	5	6	1,1	1,1	17,0	fs, \bar{u} $U = 4$ bis 10
	6	6	1,1	1,53	16,5	
	7	6	1,5	1,5	16,0	
	8	6	1,5	2,1	17,0	
	9	6	1,1	(Hohlraum)	—	
5/2691 Pfahlhersteller: Dr. Ing. Paproth u. Co., Winsen	10	9	1,1	1,1	13,5	mS, fs, gs'' $U = 2$ bis 3
	11	9,5	1,1	1,1	18,5	
	12	9	1,1	1,1	23,0	
	13	10	1,1	1,5	15,5	
	14	9	1,1	1,5	20,0	

Bei den Pfählen 11 bis 14 dieser Versuchsserie war die Festigkeit des Sandes, in dem ihr Fuß abgesetzt wurde, fest bzw. sehr fest. Bei diesen Pfählen sollte der Einfluß der Festigkeit des Sandes auf den Spitzendruck zusätzlich zu den schon genannten Parametern untersucht werden. Die Vergleichbarkeit dieser Versuche mit den übrigen 8 Versuchen wurde aber dadurch stark eingeschränkt, daß die erwähnte Ausschaltung der Mantelreibung oberhalb der schon definierten Reaktionslänge $l_0 = 2,5 \text{ m}$ nicht gelang.

Ebenfalls zusätzlich zu den nach Tabelle 1 geplanten Pfählen wurde im Rahmen der Versuchsserie 5/2734 ein Pfahl (Pfahl 9, Tabelle 2) untersucht, der die Last nur über Mantelreibung in den Boden abtragen konnte. Um zu diesem Zweck den Spitzendruck auszuschalten, wurde nach Pfahlherstellung unter der Pfahlfußfläche der Boden in Größe des Pfahldurchmessers mit einem Fußanschneidergerät entfernt und der so entstandene Hohlraum mit Bentonitsuspension gefüllt.

2.2 Auswahl des Versuchsgeländes und Baugrunderkundung

Für die Versuchsserien 5/2662 und 5/2734 wurde das Gelände danach ausgesucht, daß zwei Gruppen von je vier Pfählen deutlich unterschiedlicher Länge mit dem Fuß in einer ausreichend mächtigen Sandschicht etwa gleicher mittlerer Festigkeit abgesetzt werden konnten. Für die Versuchsserie 5/2691 war dies aufgrund der schon beschriebenen besonderen Situation nicht möglich und nicht geplant; im Gegenteil sollte ja hier der Einfluß unterschiedlicher Festigkeit beobachtet werden.

Der Baugrund wurde in allen Fällen durch Bohrungen erkundet, die Festigkeit der Sande mit Hilfe von Drucksondierungen nach DIN 4094 festgestellt. Auf eine Untersuchung der Lagerungsdichte des Sandes wurde verzichtet, weil die Drucksondierwiderstände einen direkten Schluß auf die Festigkeit rolligen Bodens zulassen und diese, nicht etwa die Lagerungsdichte, Haupterkundungsziel ist. (Siehe dazu z.B. FRANKE [5]). Ein summarischer Wert der Sondiererergebnisse für den Bereich des Pfahlfußes ist außerdem in Tabelle 2 angegeben. Bei der Bildung dieses summarischen Wertes für den Spitzendruck q_s wurden die Ergebnisse der Sondierungen in einem Tiefenbereich von etwa 2,5 m über der Pfahlsohle bis zum zweifachen Pfahlfußdurchmesser unterhalb dieser berücksichtigt.

2.3 Ausgeführte Pfahlabmessungen

Die ausgeführten Pfahlabmessungen sind aus Tabelle 2 ersichtlich; sie sind mit den Planungswerten der Tabelle 1 hinsichtlich der dort verfolgten Absichten in Übereinstimmung.

2.4 Überprüfung der Eignung von Betonstauchungsmessungen im Pfahlschaftbeton zur Mantelreibungsermittlung

Aufgrund einer Reihe nicht voll befriedigender Ergebnisse bei anderen Probelastungen sollte die Genauigkeit überprüft werden, mit der man die Mantelreibung aus Messungen der Betonstauchung (z.B. mit der sog. Stahlstabmethode nach Abb.2) ermitteln kann. Zwar basieren viele Mantelreibungsangaben auf Messungen der Betonstauchung (BROMS u. HELLMANN, [1]; HANNA [10]; GEFFEN u. AMIR, [9]), ob jedoch die Genauigkeit der so ermittelten

Ergebnisse ausreichend ist, kann besonders für Ortbetonpfähle wegen der vielen Fehlereinflüsse u.E. keineswegs als gesichert angesehen werden. Schon SCHENCK [12] verneint die Anwendbarkeit solcher Messungen in Betonpfählen wegen der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls mit steigender Materialspeannung. Hinzu kommt die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls über die Pfahllänge mit zufälligen, evtl. auch systematischen Änderungen der Betonqualität, die in Ortbetonpfählen sicher noch stärker ins Gewicht fällt als in vorgefertigten Betonpfählen. Im vorliegenden Fall bot es sich an, die Genauigkeit der Stahlstabmethode durch Messung der Betonstauchung oberhalb der Reaktionslänge $l_r = 2,5$ m zu überprüfen, wo mittels des mit Schlämme gefüllten Ringspaltes die Mantelreibung ausgeschaltet war. In diesem Bereich hätte dann die den Pfahl zusammendrückende Kraft überall gleich der den Pfahlkopf belastenden Pfahlkraft Q sein müssen.

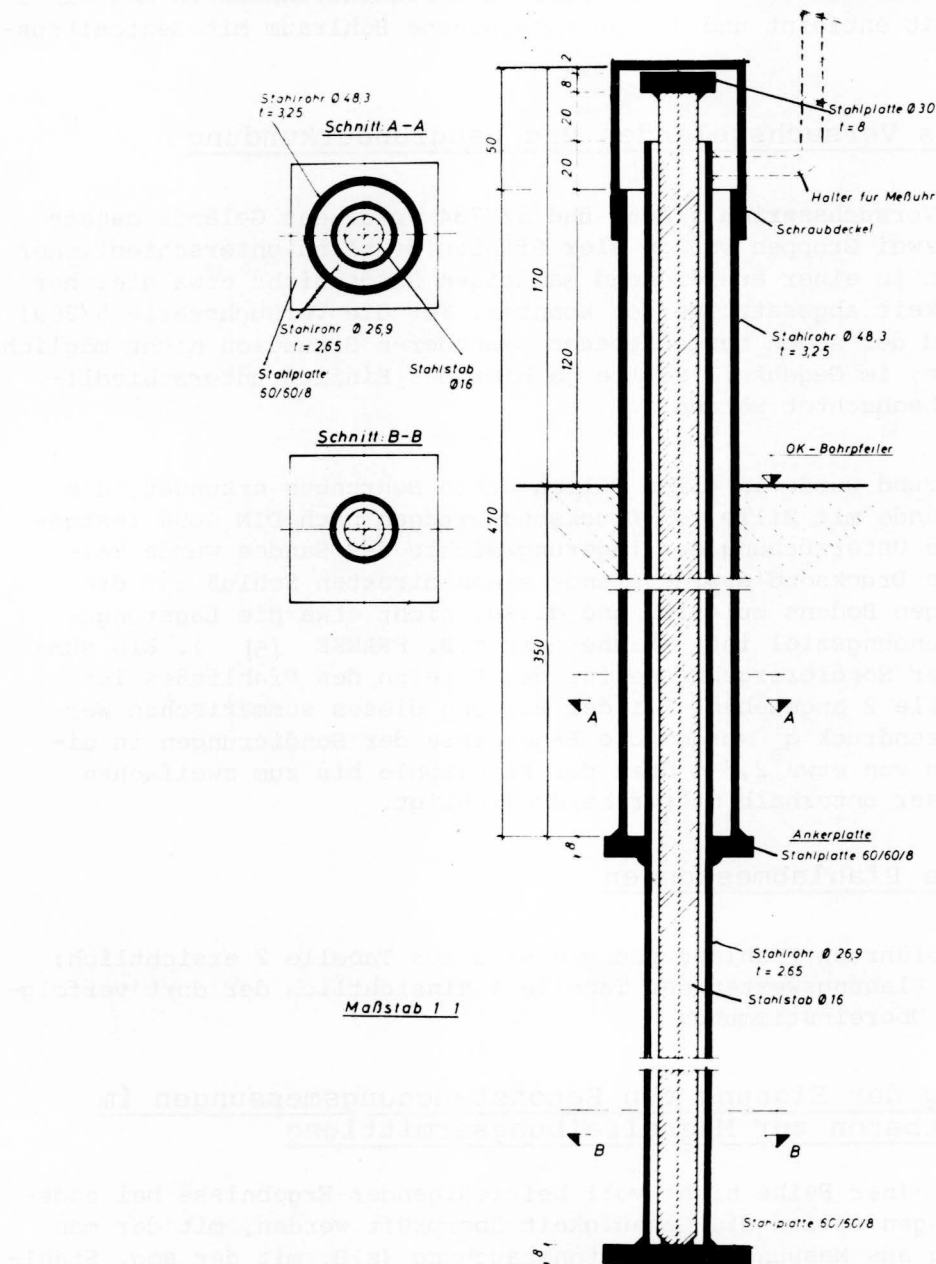


Abb. 2 Messung der Betonstauchung im Pfahlschaft mit Stahlstäben

2.5 Vergleich der Genauigkeit der Pfahllastermittlung mit Manometer und elektrischer Druckmeßdose

Die Pfähle wurden mittels geeichter hydraulischer Pressen (Abb.3) belastet. Die Größe der aufgebrachten Last wurde aus der Manometeranzeige und dem Kolbenquerschnitt der Pressen errechnet. Bei den Versuchen 5/2734 wurde dieser Rechenwert zusätzlich mit einer elektrischen Druckdose gemessen. Dadurch ist die Größenordnung der Fehler bestimmt worden, die bei der Lastermittlung aus dem Manometerdruck infolge Reibung der Pressenkolben entstehen. Dieses eine Versuchsergebnis soll hier vorweggenommen werden. Die Abweichungen liegen im Durchschnitt unter 10 %, reichten mit einzelnen Spitzenwerten jedoch bis zu 50 %. Diese Spitzenwerte waren jedoch bei der Auftragung der Last-Setzungs-Kurven gut als solche erkennbar, und da der Verlauf der Kurven von den Durchschnittswerten beherrscht wurde, ist der 10 %-Wert zur Genauigkeitskennzeichnung der Ergebniskurven maßgebend.

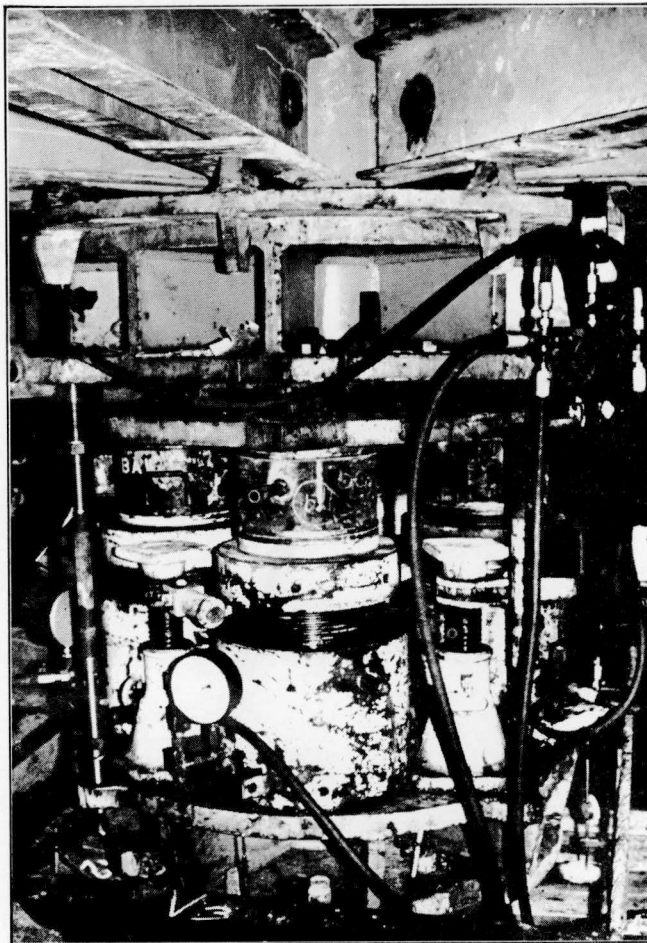


Abb. 3 Pressen zwischen Pfahlkopf und Widerlager

3. Durchführung der Versuche

Bei den Versuchsserien 5/2662 und 5/2734 wurde als Widerlager für die Pressen eine zentrisch über dem Pfahlkopf angeordnete, mit 4 bis 8 Zugpfählen verankerte räumliche Fachwerkkonstruktion der Fa. Frankipfahl aus Stahl verwendet (Abb. 4a u. 4b). Bei der Versuchsserie 5/2691 konnte - wie erwähnt - die Decke eines Senkkastens als Widerlager benutzt werden.

Schematische Darstellung
der Belastungsvorrichtung der Firma
Frankipfahl

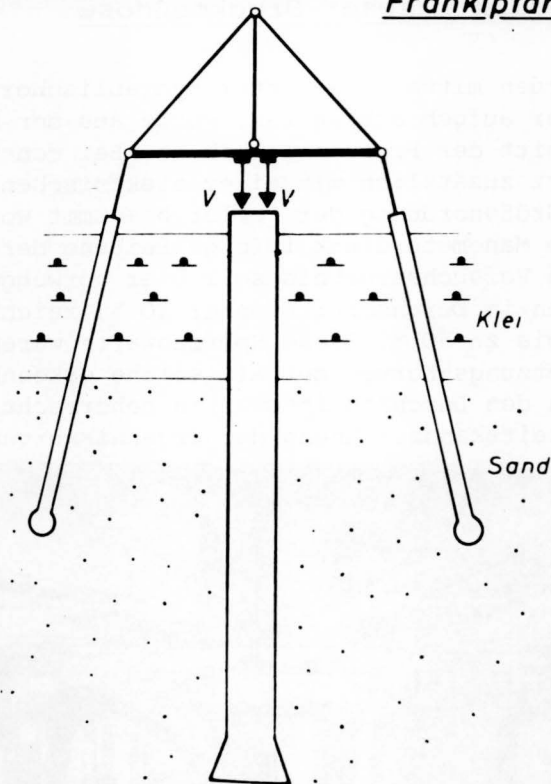


Abb. 4a Mit Zugpfählen verankertes Widerlager - schematisch

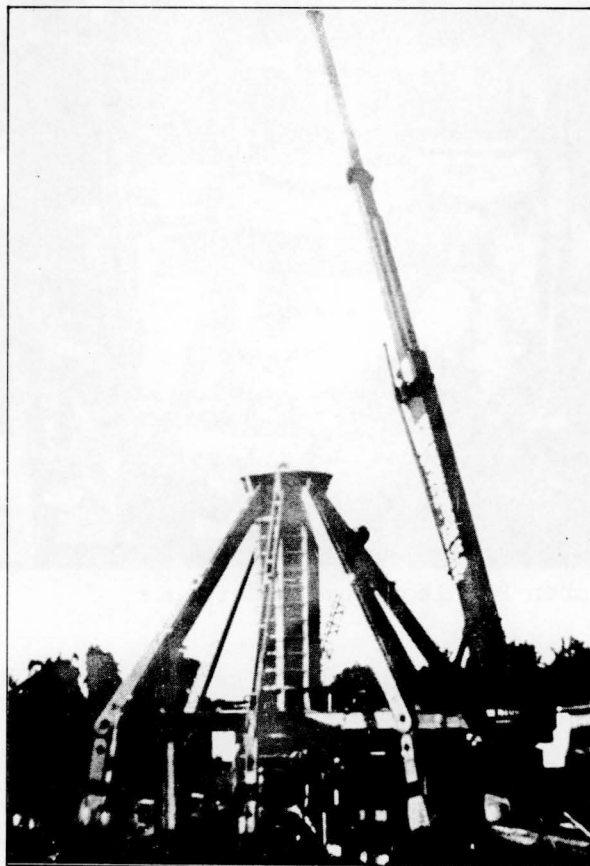


Abb. 4b Mit Zugpfählen verankertes Widerlager - im Einsatz

Neben der vertikalen Pfahlkopfverschiebung wurden auch die horizontalen Pfahlkopfverschiebungen gemessen, die infolge außerplanmäßig auftretender Außermittigkeit der Lasteinleitung am Pfahlkopf und Lastabgabe am Pfahlmantel und -fuß entstehen. Um außerplanmäßige Horizontalkräfte infolge solcher Zwängungen gering zu halten und deren Größen abschätzen zu können, wurden zwischen Belastungseinrichtung und Pfahl oberhalb der Pressen 8,5 cm dicke Neoprenelager eingelegt. Die Verzerrung der Lager wurde gemessen und daraus die Horizontalkraft errechnet. Die Beobachtung der Horizontalbewegungen war zur Kontrolle der Wirksamkeit der mit Bentonitschlämme gefüllten Ringspalte um die Pfahlschäfte zur Ausschaltung der Mantelreibung bei diesen Versuchen von besonderer Wichtigkeit.

Die Laststufen waren für alle Pfähle gleich in Prozenten der jeweils zu erwartenden Höchstlast Q_g festgelegt. Es wurden 3 Zwischenentlastungen eingeschaltet. Den Belastungsplan zeigt Tabelle 3.

Tabelle 3

1. Tag																	
Laststufe	1.BP		1.EP		2.BP				2.EP				3.BP				
% von Q_g	15	30	15	0	15	30	45	60	45	30	15	0	15	30	45	60	90
Lastdauer	20'	1h	20'	20'	20'	1h	20'	1h	je 20'				20'	20'	20'	1h	über Nacht
2. Tag																	
3.EP					4.BP									4.EP			
60	45	30	15	0	15	30	45	60	80	100	125	150	175	ähnlich wie vorher			
je 20'					je 20'				1h	bis zum Abklingen bzw Bruch							
BP = Belastungsphase EP = Entlastungsphase																	

Die eingetragenen Zeiten je Laststufe sind Vorausschätzungen. Tatsächlich wurde jeweils das Abklingen der Setzungen abgewartet und dann erst die Last gesteigert. Dadurch wurden die in Tabelle 3 angegebenen Zeiten oft erheblich überschritten.

4. Ergebnisse der Versuche

4.1 Last-Setzungs-Kurven

Auf den Abb. 5a bis 5d, 6a bis 6e und 7a bis 7e sind die Ergebnisse der drei Versuchsserien in der Form von Lastsetzungskurven aufgetragen. In keinem Fall konnte eine Grenzlast im Sinne der DIN 1054, Bild 2 oder eine Bruchlast im Sinne einer Versinkungsgrenze erreicht werden, obgleich Setzungen von 10 bis 15 cm eintraten. Selbst für den Fall, daß man die Last-Setzungskurven z.B. nach der Methode von VAN DER VEEN [14] maßstabsunabhängig

macht, gelang keine Bruchlastabschätzung. Die Ursache dafür ist wohl, daß zur Bestimmung der Bruchlast von der Annahme der Last-Setzungs-Kurven als natürliche Wachstumsfunktion bei van der VEEN oder einer hyperbolischen Funktion (siehe z.B. CHRISTOW [3]) ausgegangen wird und diese den tatsächlichen Verlauf nicht genau genug erfassen. Das zeigt sich daran, daß bei ihrer Anwendung die extrapolierte Bruchlast umso mehr anwächst, je länger die der Extrapolation zugrunde gelegten Teile der Last-Setzungs-Kurven sind. Für praktisch erreichbare Setzungen von 10 bis 15 cm (das entspricht hier Belastungen von 10 bis 15 MN) ist die Annäherung des Last-Setzungs-Verlaufs nach einer quadratischen Parabel genauer. Wie erwähnt, wird die Bruchlast bei Bohrpfählen nach VESIC erst bei Setzungen von etwa 0,2 bis 0,3 Pfahlfußdurchmesser D_F erreicht (gegenüber höchstens 0,1 $\cdot D_F$ bei Ramppfählen). Setzungen dieser Größe zu erreichen war - wie gesagt - schwierig, so daß bei Annahme eines parabolischen Verlaufes der Last-Setzungs-Kurve für Setzungen von 15 cm eine fiktive Bruchlast definiert wurde, weil sich bei Anwendung üblicher Sicherheitswerte von 2 nach DIN 1054, Tabelle 8 auf diese fiktive Bruchlast praxisübliche Setzungen von 3 bis 4 cm unter Gebrauchslast ergeben. Mit Setzungsabhängigkeit von Spitzendruck und Mantelreibung, die hier außerdem angegeben wird, können die Setzungen im Einzelfall erforderlichenfalls noch stärker beschränkt werden.

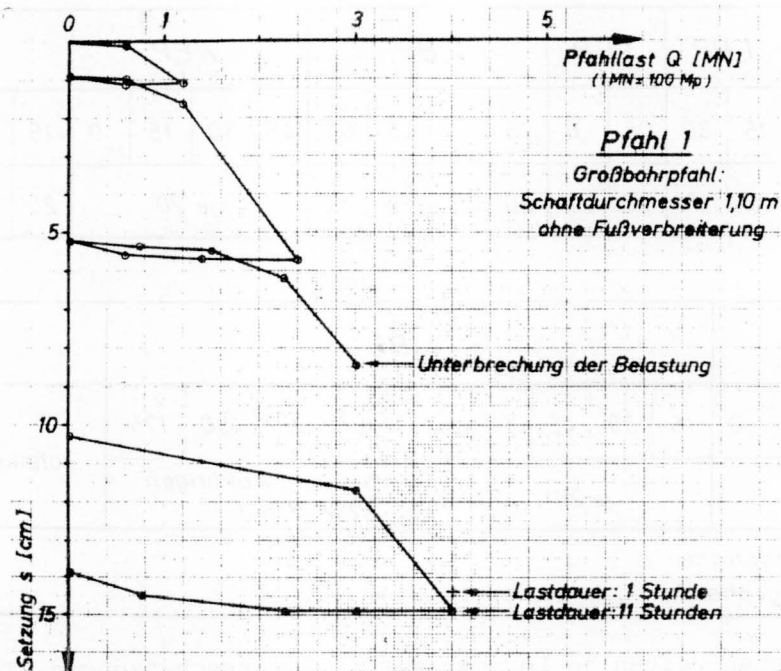


Abb. 5a Last-Setzungskurve des Probepfahles 1, Probelastungsserie 5/2662 in Hamburg-Altenwerder am Storchennestsziel

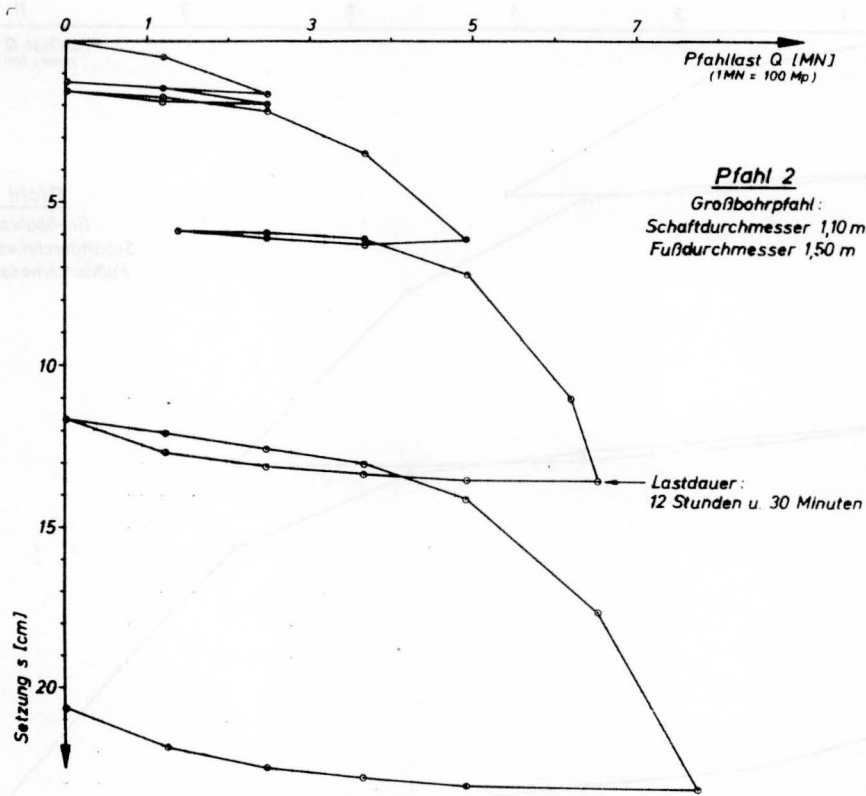


Abb. 5b Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 2, Probelastungs-serie 5/2662 in Hamburg-Altenwerder am Storchennestsiehl

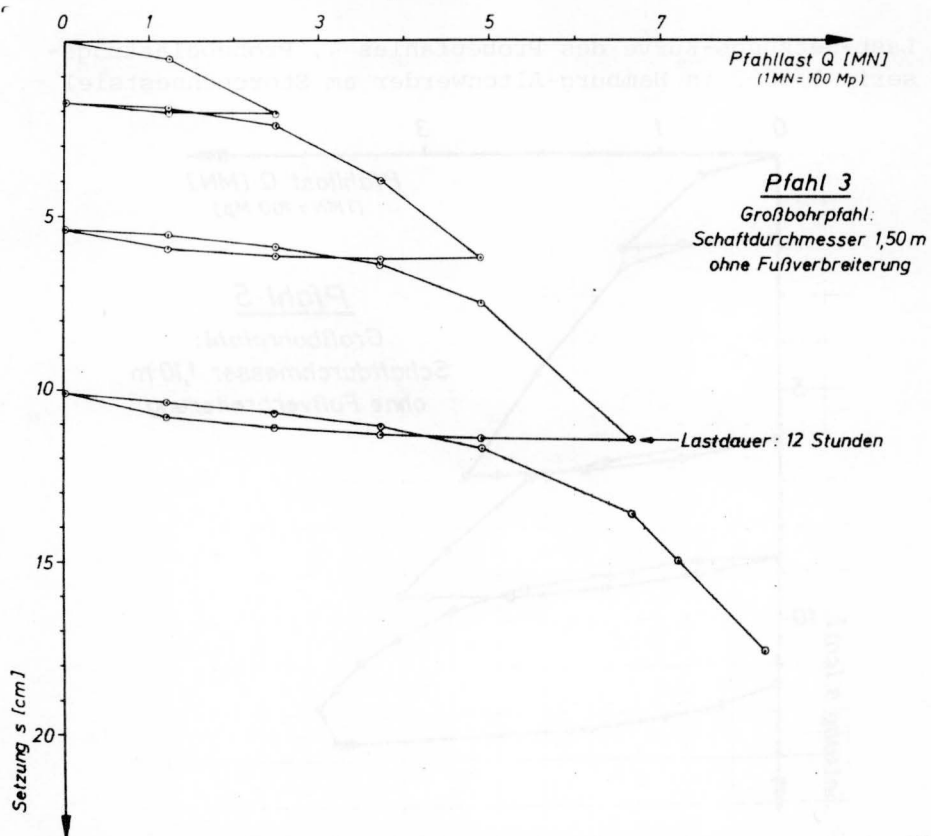


Abb. 5c Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 3, Probelastungs-serie 5/2662 in Hamburg-Altenwerder am Storchennestsiehl

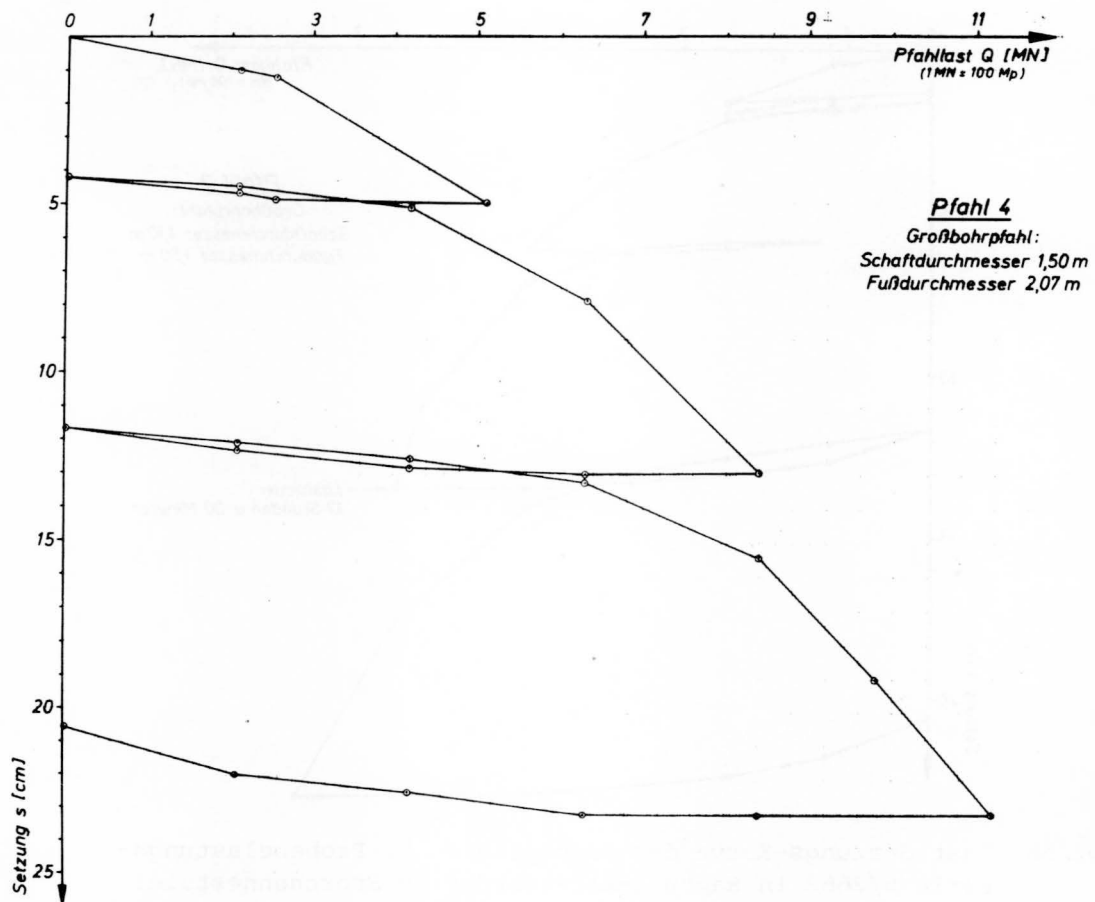


Abb. 5d Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 4, Probelastungs-
serie 5/2662 in Hamburg-Altenwerder am Storchennestsiehl

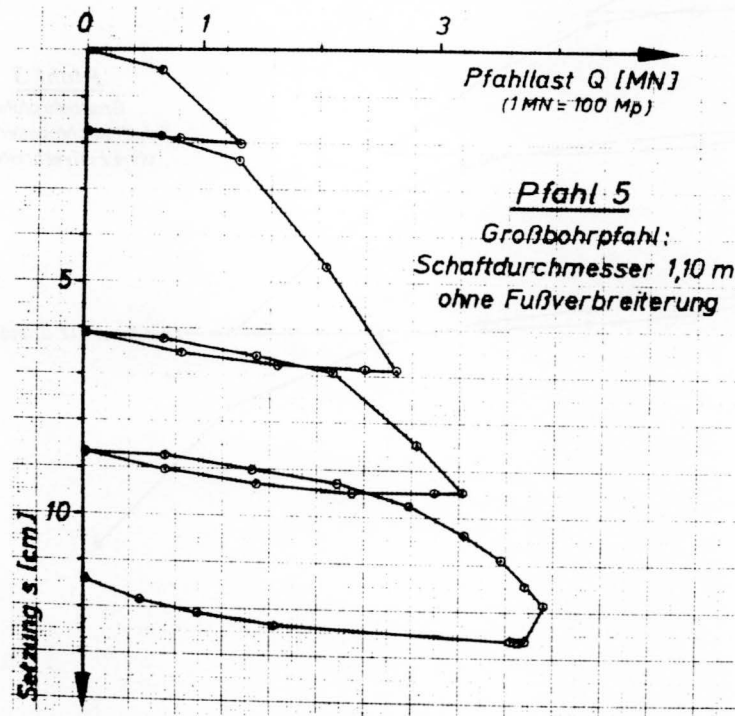


Abb. 6a Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 5, Probelastungs-
serie 5/2734 in Hamburg-Sinstorf an der Brücke K1 der BAB -
Westliche Umgehung Hamburgs

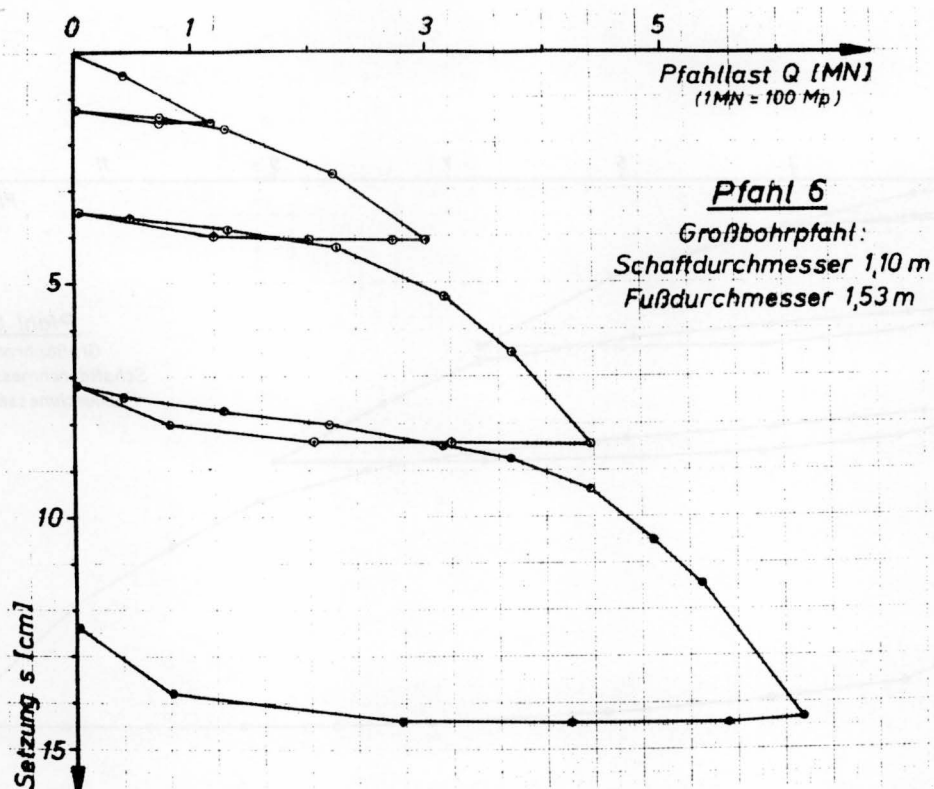


Abb. 6b Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 6, Probelastungs-serie 5/2734 in Hamburg-Sinstorf an der Brücke Kl der BAB - Westliche Umgehung Hamburgs

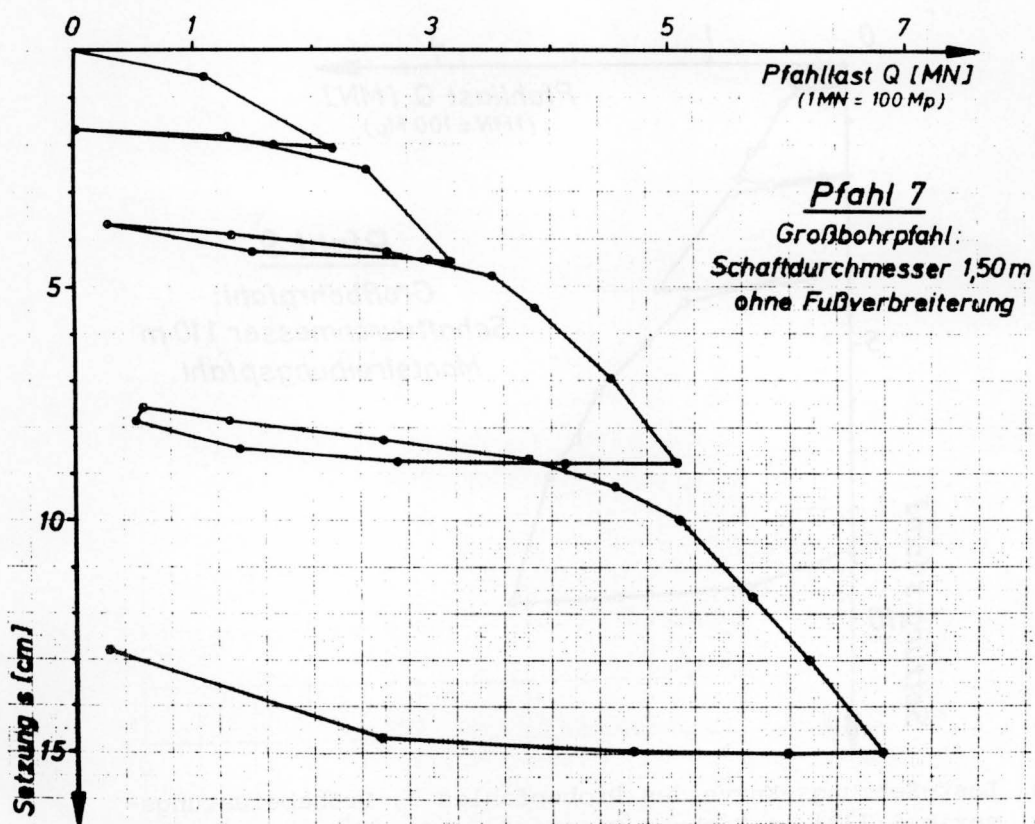


Abb. 6c Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 7, Probelastungs-serie 5/2734 in Hamburg-Sinstorf an der Brücke Kl der BAB - Westliche Umgehung Hamburgs

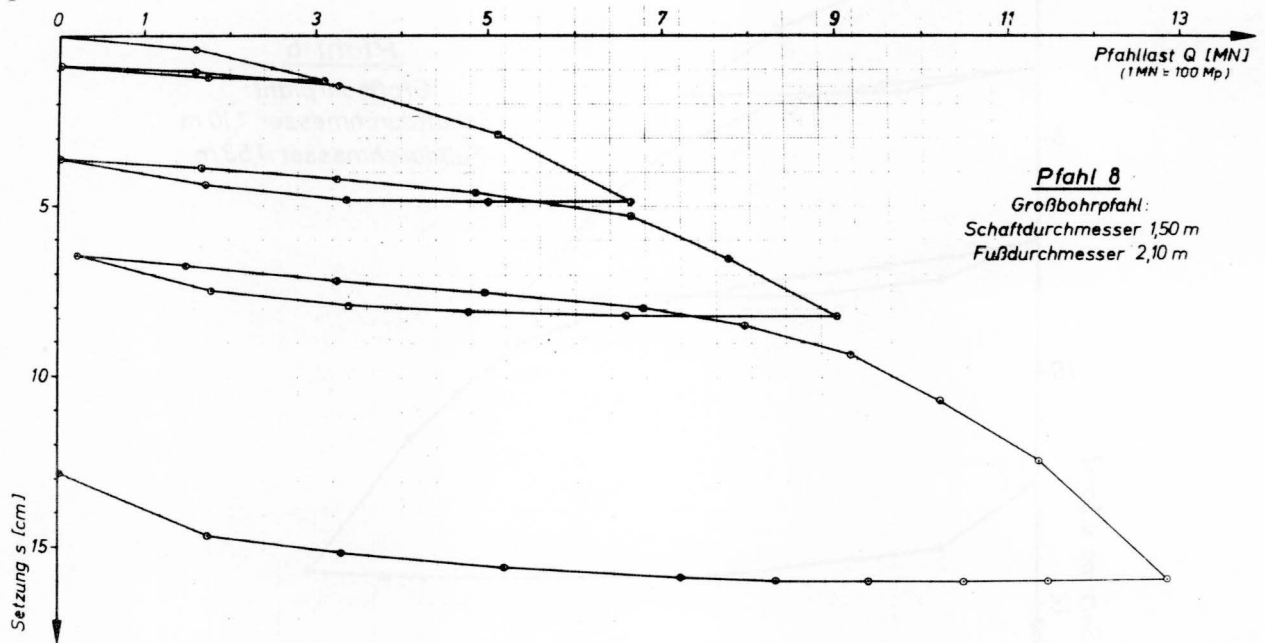


Abb. 6d Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 8, Probelastungs-
 serie 5/2734 in Hamburg-Sinstorf an der Brücke Kl der BAB -
 Westliche Umgehung Hamburgs

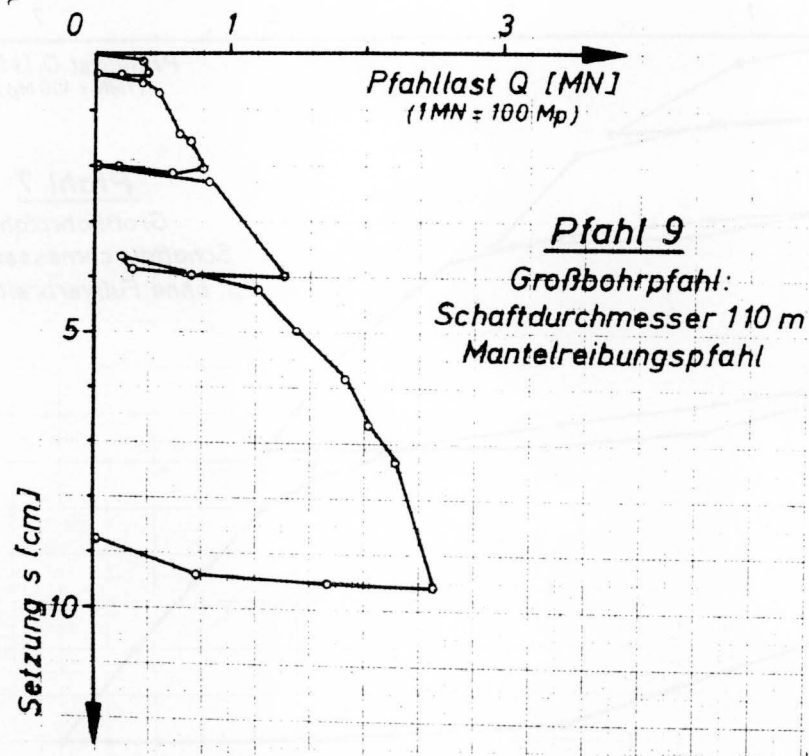


Abb. 6e Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 9, Probelastungs-
 serie 5/2734 in Hamburg-Sinstorf an der Brücke Kl der BAB -
 Westliche Umgehung Hamburgs

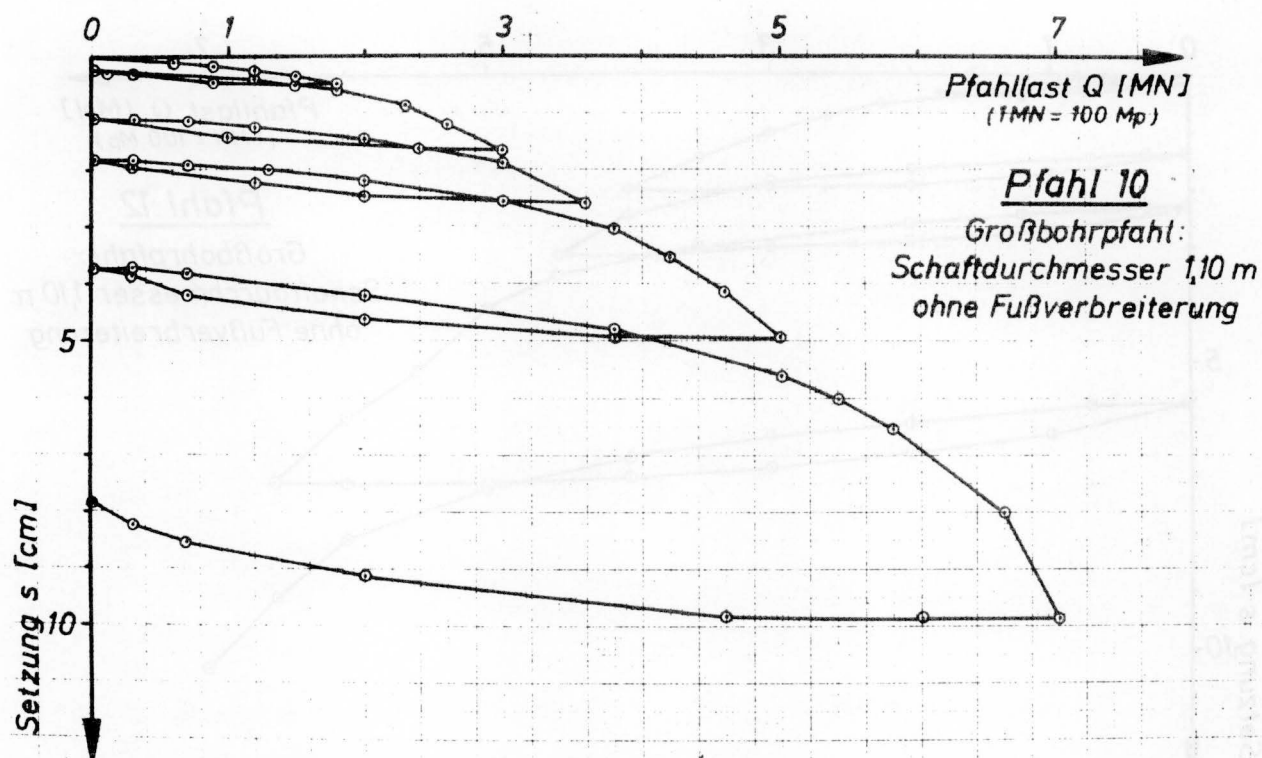


Abb. 7a Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 10, Probelastungs-serie 5/2691 in Hamburg-Harburg, Pumpwerk Süderelbe

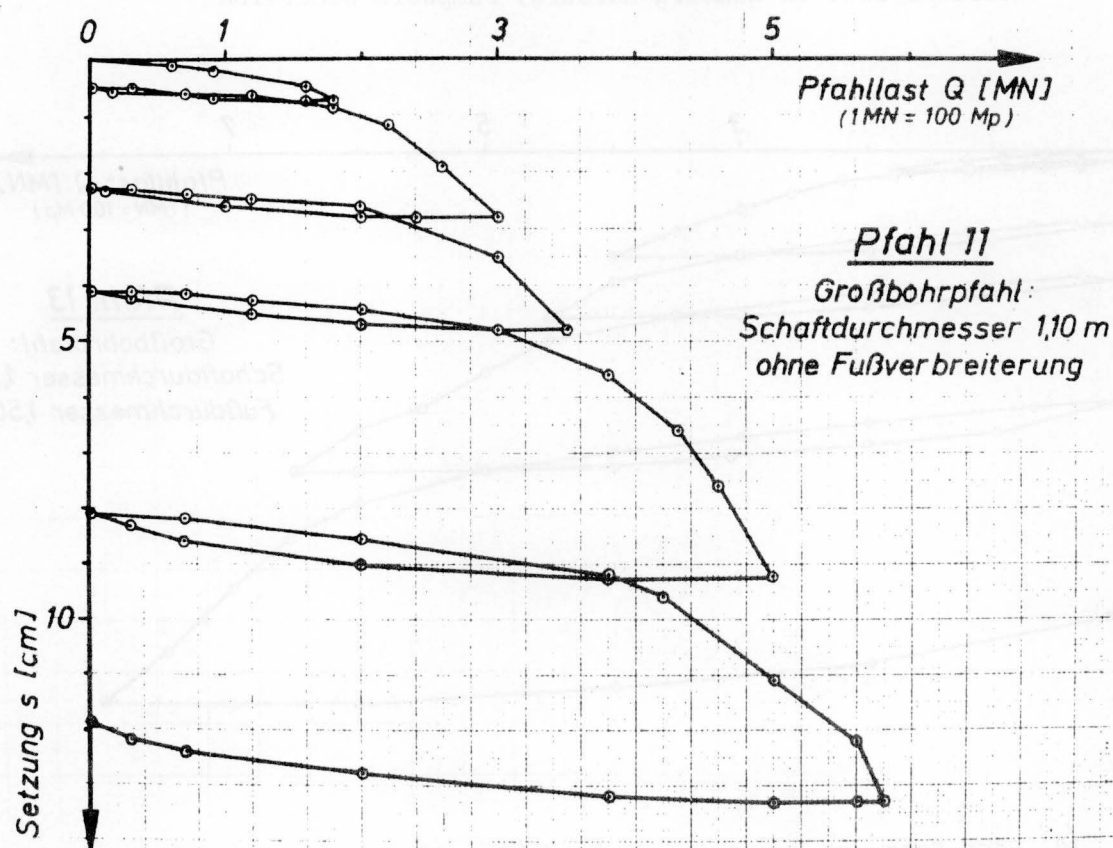


Abb. 7b Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 11, Probelastungs-serie 5/2691 in Hamburg-Harburg, Pumpwerk Süderelbe

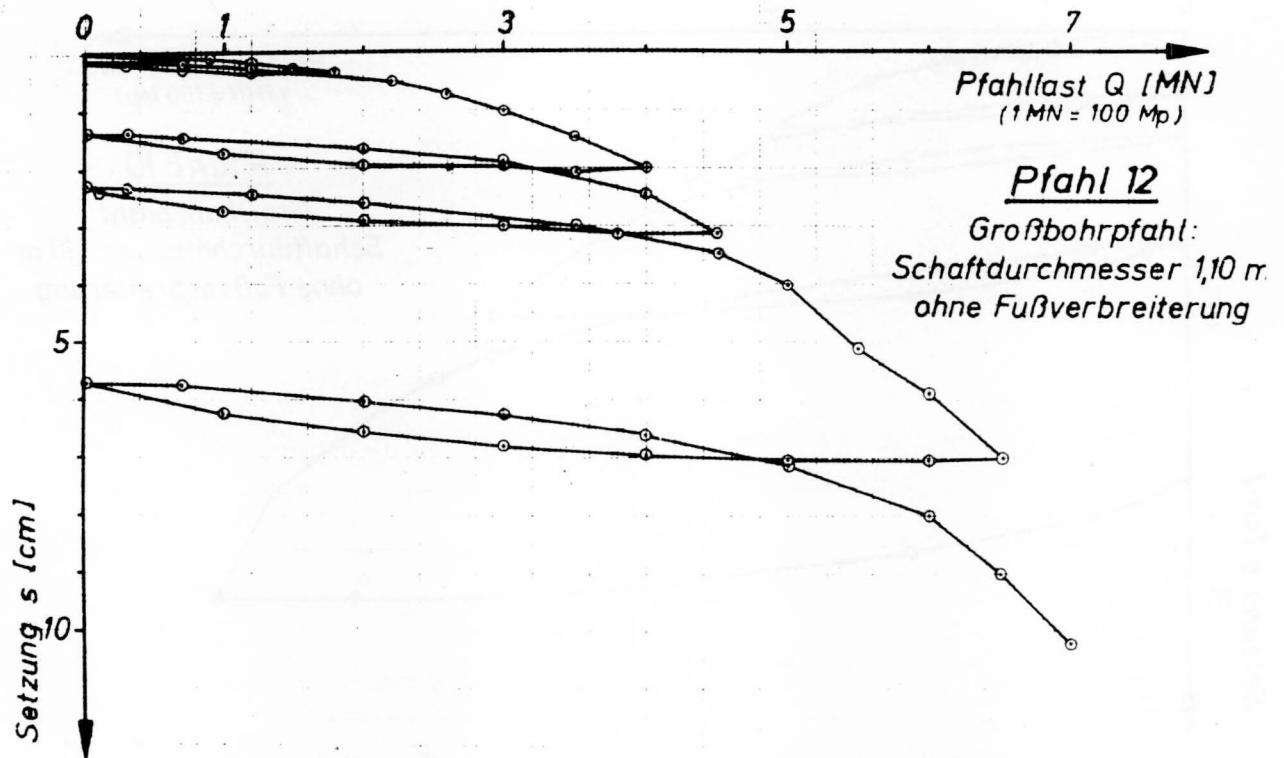


Abb. 7c Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 12, Probelastungs-
serie 5/2691 in Hamburg-Harburg, Pumpwerk Süderelbe

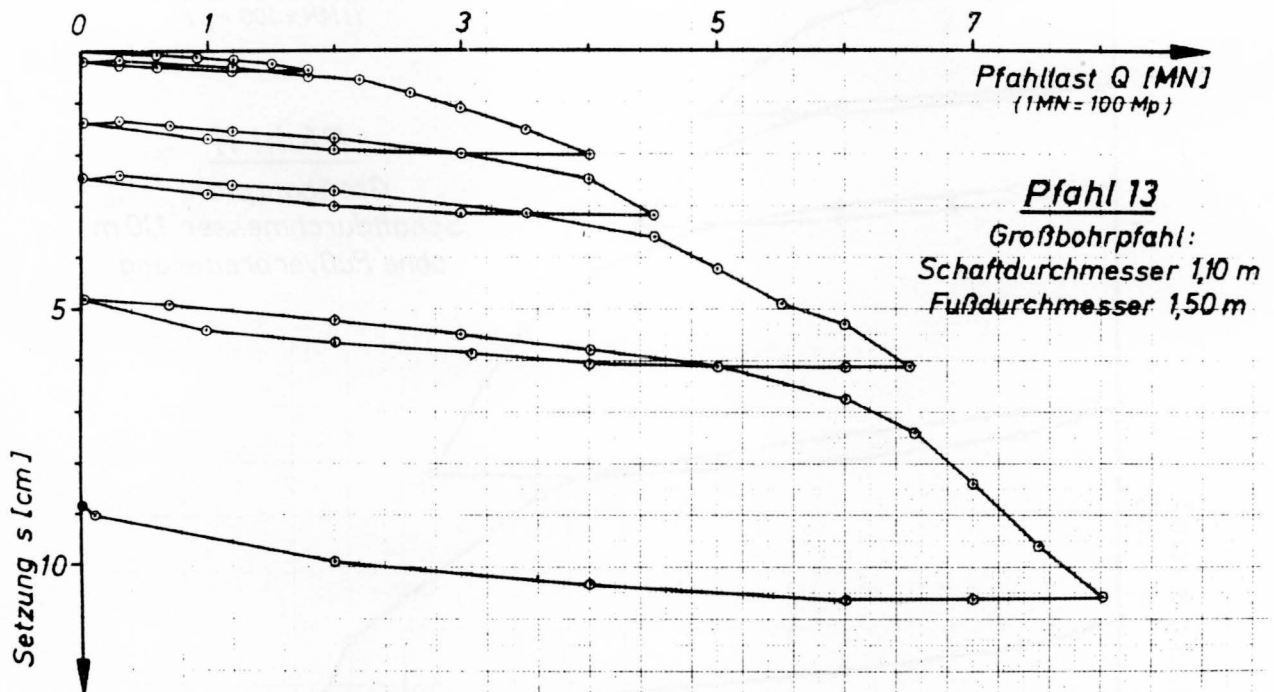


Abb. 7d Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 13, Probelastungs-
serie 5/2691 in Hamburg-Harburg, Pumpwerk Süderelbe

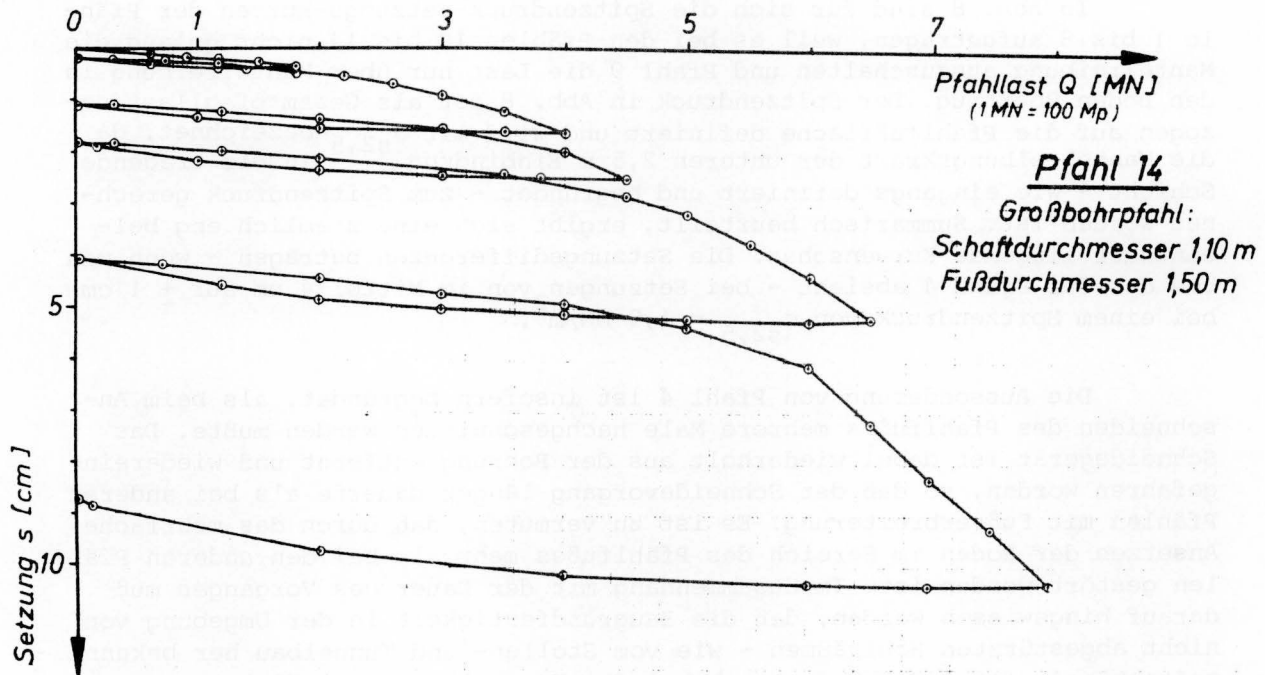


Abb. 7e Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles 14, Probelastungs-serie 5/2691 in Hamburg-Harburg, Pumpwerk Süderelbe

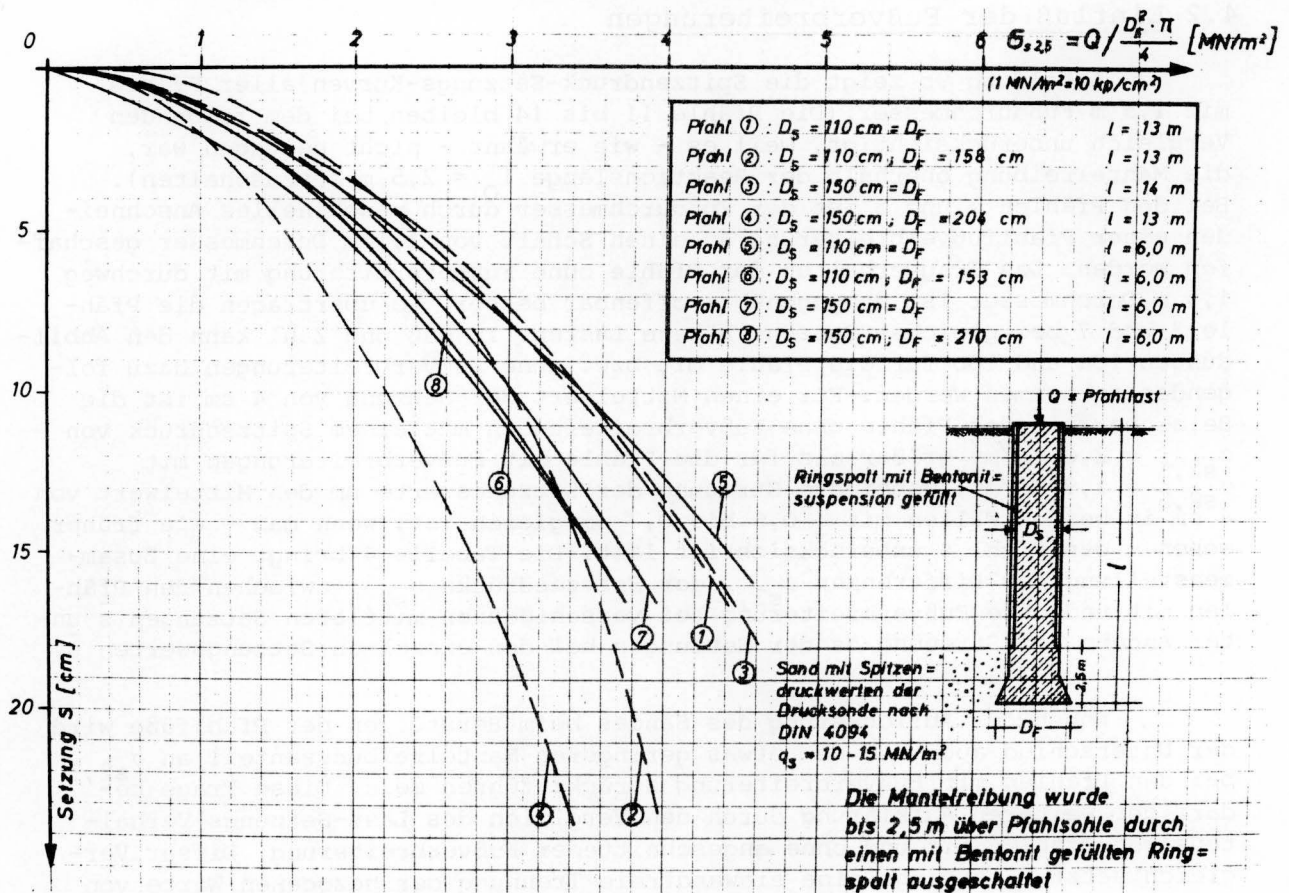


Abb. 8 Spitzendruck-Setzungs-Kurven (ohne Wiederbelastungsäste) der Pfähle 1 bis 8

In Abb. 8 sind für sich die Spitzendruck-Setzungs-Kurven der Pfähle 1 bis 8 aufgetragen, weil es bei den Pfählen 10 bis 14 nicht gelang, die Mantelreibung auszuschalten und Pfahl 9 die Last nur über Mantelreibung in den Boden übertrug. Der Spitzendruck in Abb. 8 ist als Gesamtpfahllast bezogen auf die Pfahlfußfläche definiert und wird mit $\sigma_{s2,5}$ bezeichnet, da die Mantelreibungskraft der unteren 2,5 m Einbindung in die tragende Schicht - wie eingangs definiert und begründet - zum Spitzendruck gerechnet worden ist. Summarisch beurteilt, ergibt sich eine ziemlich eng beieinander liegende Kurvenschar. Die Setzungsdifferenzen betragen - wenn man von der für Pfahl 4 absieht - bei Setzungen von im Mittel 4 cm nur ± 1 cm bei einem Spitzendruck von $\sigma_{s2,5} = 1,9 \text{ MN/m}^2$.

Die Aussonderung von Pfahl 4 ist insofern begründet, als beim Anschneiden des Pfahlfußes mehrere Male nachgeschnitten werden mußte. Das Schneidegerät ist dabei wiederholt aus der Bohrung entfernt und wiedereingefahren worden, so daß der Schneidevorgang länger dauerte als bei anderen Pfählen mit Fußverbreiterung. Es ist zu vermuten, daß durch das mehrfache Ansetzen der Boden im Bereich des Pfahlfußes mehr als bei den anderen Pfählen gestört worden ist. Im Zusammenhang mit der Dauer des Vorganges muß darauf hingewiesen werden, daß die Baugrundfestigkeit in der Umgebung von nicht abgestützten Hohlräumen - wie vom Stollen- und Tunnelbau her bekannt - zeitabhängig ist und daß das auch bei der Herstellung von Pfählen und Pfahlfußverbreiterung zu beachten ist.

4.2 Einfluß der Fußverbreiterungen

Abbildung 9b zeigt die Spitzendruck-Setzungs-Kurven aller Pfähle mit 1,5 m Fußdurchmesser. (Die Pfähle 11 bis 14 bleiben bei dem folgenden Vergleich unberücksichtigt, weil es - wie erwähnt - nicht gelungen war, die Mantelreibung oberhalb der Reaktionslänge $l_0 = 2,5 \text{ m}$ auszuschalten). Bei den Pfählen 2 und 6 ist der Fußdurchmesser durch maschinelles Anschneiden einer Pfahlfußverbreiterung an einen Schaft von 1,1 m Durchmesser geschaffen worden. Das Tragverhalten der Pfähle ohne Fußverbreiterung mit durchweg 1,5 m Durchmesser ist demgegenüber offenbar besser. So übertragen die Pfähle 3 und 7 bei gleicher Setzung höhere Lasten. In Maß und Zahl kann den Abbildungen 10a und 10b für die Pfähle mit bzw. ohne Fußverbreiterungen dazu folgendes entnommen werden: Für einen Mittelwert der Setzung von 4 cm ist die Belastbarkeit der Pfähle ohne Fußverbreiterungen mit einem Spitzendruck von $\sigma_{s2,5} = 2,0 \text{ MN/m}^2$ größer als für die Pfähle mit Fußverbreiterungen mit $\sigma_{s2,5} = 1,8 \text{ MN/m}^2$, wobei die Streuung der Setzungswerte um den Mittelwert von 4 cm in beiden Fällen mit $\pm 0,6$ bis $0,7 \text{ cm}$ gleich ist, wenn man - wie früher schon - den Pfahl 4 unberücksichtigt läßt. Die Tabelle 4 bringt eine Zusammenstellung der Differenzen $\sigma_{s2,5}$ der Spitzendrücke $\sigma_{s2,5}$ zwischen den Pfählen mit und ohne Fußverbreiterung bei verschiedenen mittleren Setzungen \bar{s} unter Angabe der Streuung Δs der Setzungen bei den einzelnen Setzungswerten s .

Neben der Auflockerung des Sandes beim Herstellen der Pfahlfüße wird der Unterschied auch auf den etwas geringeren Mantelreibungsanteil an $\sigma_{s2,5}$ bei den Pfählen mit Fußverbreiterung zurückzuführen sein. Diese Frage bedarf der weiteren Aufklärung durch den Vergleich des Last-Setzungs-Verhaltens von Pfählen mit und ohne angeschnittener Fußverbreiterung. Dieser Vergleich setzt allerdings eine einwandfreie Trennung der bezogenen Werte von Spitzendruck und Mantelreibung voraus, der - wie eingangs erklärt - im Rahmen dieser Versuche nicht möglich war.

Tabelle 4

$\bar{S} [cm]$	Pfähle ohne Fußverbreiterung		Pfähle mit Fußverbreiterung		$1MN/m^2 = 10 kp/cm^2$
	$\sigma_{S,2,5} [MN/m^2]$	$\Delta S [cm]$	$\sigma_{S,2,5} [MN/m^2]$	$\Delta S [cm]$	$\Delta \sigma_{S,2,5} [MN/m^2]$
1	1,0	$\pm 0,4$	0,8	$\pm 0,5$	0,2
2	1,4	$\pm 0,5$	1,2	$\pm 0,6$	0,2
3	1,7	$\pm 0,6$	1,5	$\pm 0,7$	0,2
4	2,0	$\pm 0,65$	1,8	$\pm 0,7$	0,2
7	2,9	$\pm 1,7$	2,6	$(\pm 1,0)$	0,3

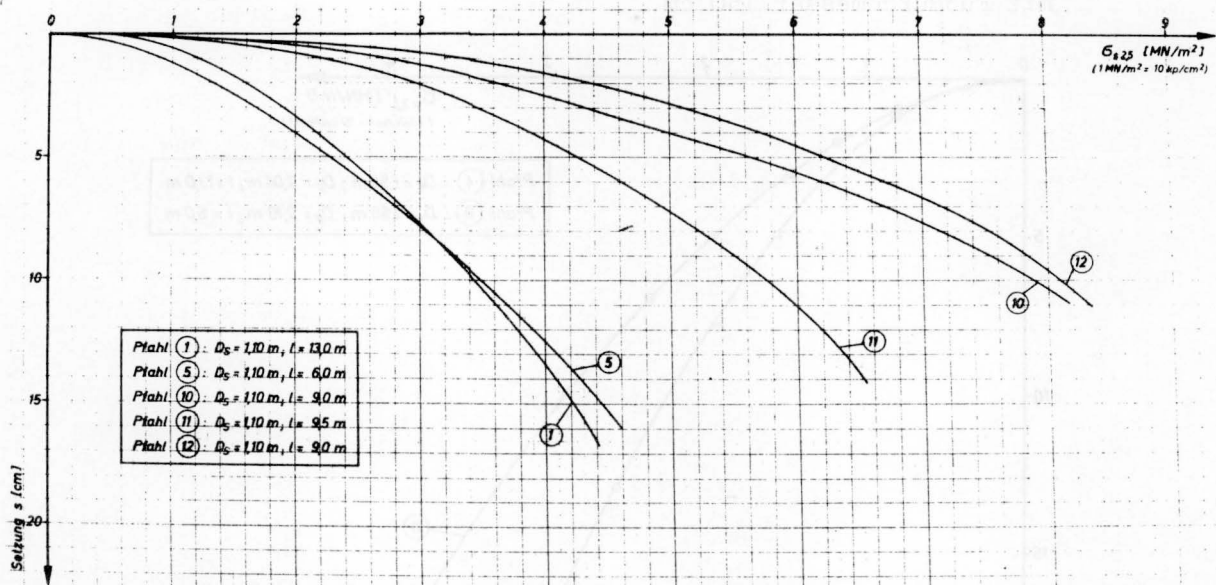


Abb. 9a Spitzendruck-Setzungs-Kurven der Pfähle 1 bis 8 und 10 bis 14 mit Fußdurchmesser 110 cm

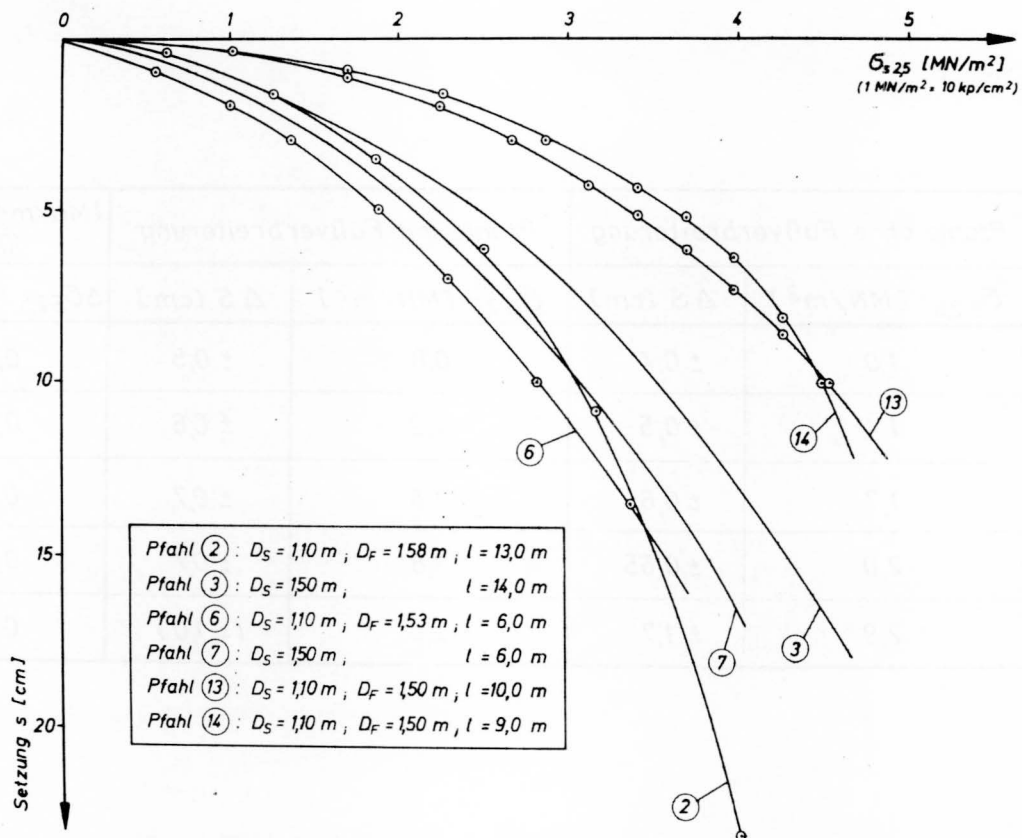


Abb. 9b Spitzendruck-Setzungs-Kurven der Pfähle 1 bis 8 und 10 bis 14 mit Fußdurchmesser 150 cm

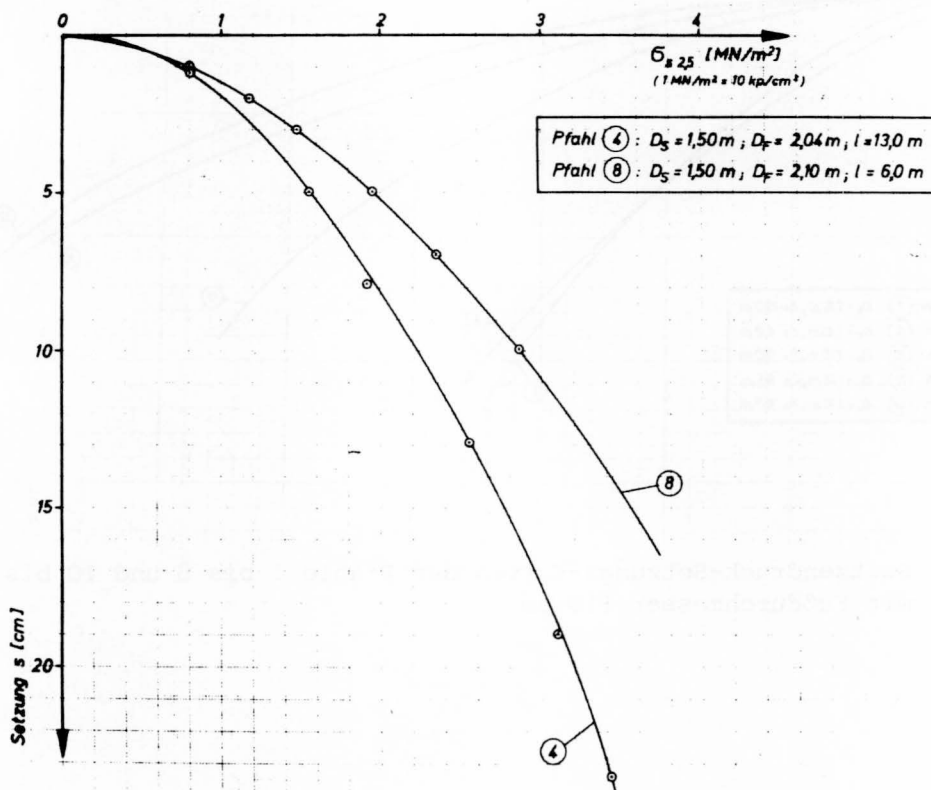


Abb. 9c Spitzendruck-Setzungs-Kurven der Pfähle 1 bis 8 und 10 bis 14 mit Fußdurchmesser 210 cm

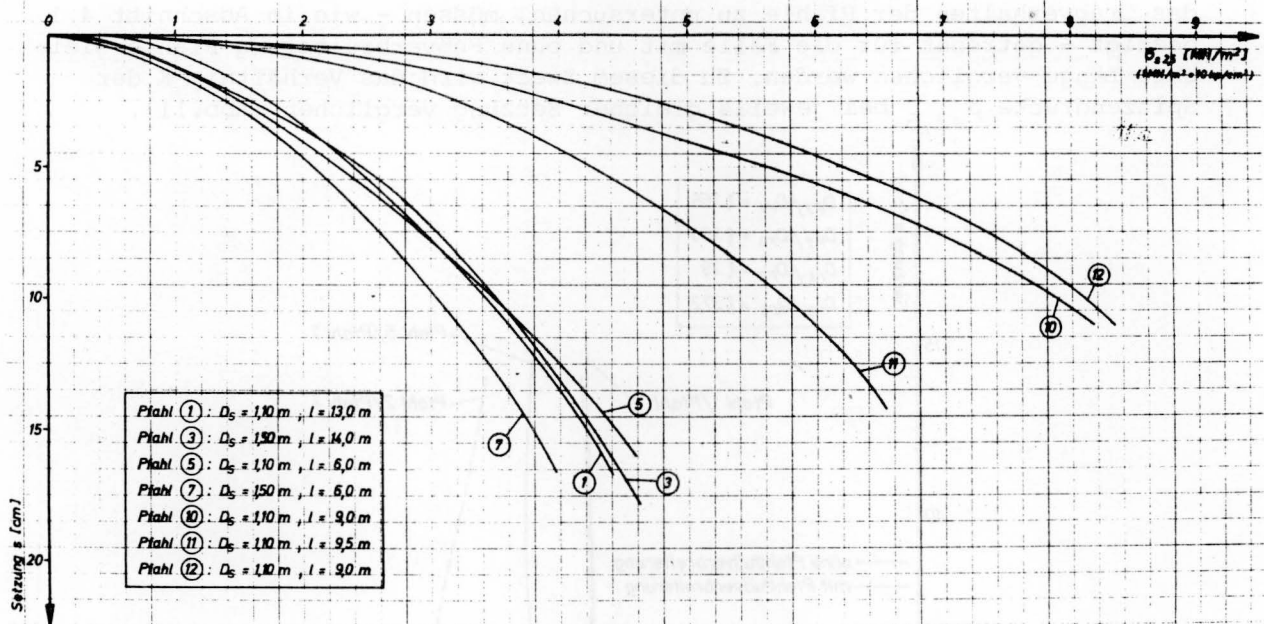


Abb. 10a Spitzendruck-Setzungs-Kurven der Pfähle 1 bis 8 und 10 bis 14 ohne Pfahlfußverbreiterung

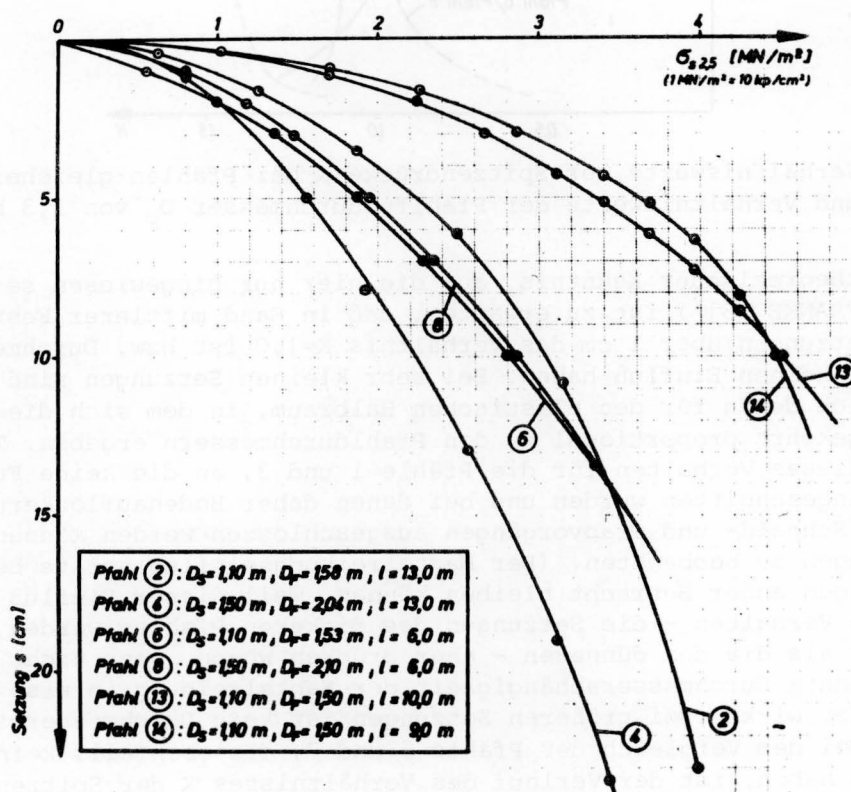


Abb. 10b Spitzendruck-Setzungs-Kurven der Pfähle 1 bis 8 und 10 bis 14 mit Pfahlfußverbreiterung

4.3 Durchmesser einfluß

Um den Einfluß der Durchmesserunterschiede von 1,1 bis 2,1 m auf das Tragverhalten der Pfähle zu untersuchen, müssen - wie in Abschnitt 4.1 gezeigt - getrennt für die Fälle mit und ohne Fußverbreiterung Pfähle gleicher Länge verglichen werden. Zu diesem Zweck wird das Verhältnis K der Spitzendrücke $\sigma_{s2,5}$ bei jeweils gleicher Setzung verglichen (Abb.11).

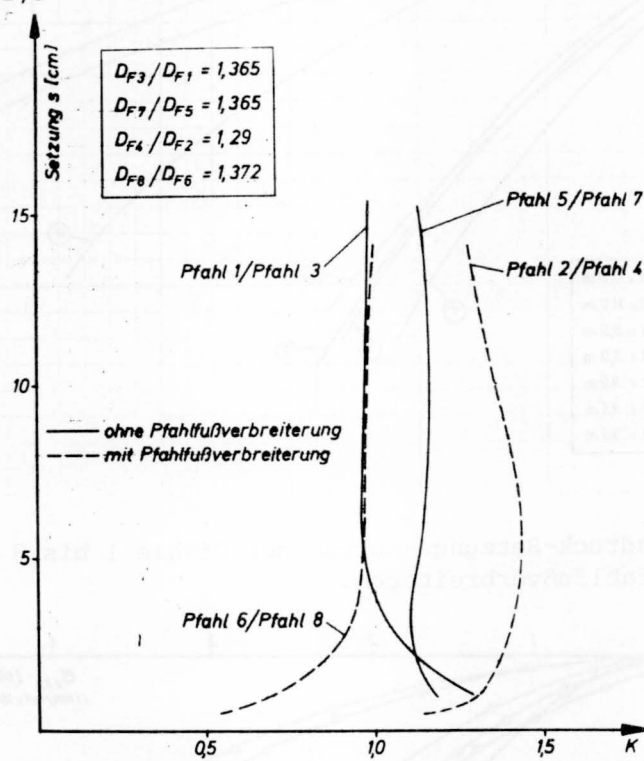


Abb. 11 Verhältnismerte der Spitzendrücke K bei Pfählen gleicher Länge und Verhältnismerte der Pfahlfußdurchmesser D_F von 1,3 bis 1,4

Aufgrund theoretischer Kenntnis, auf die hier nur hingewiesen sei, (s. dazu FRANKE [8]) ist zu erwarten, daß in Sand mittlerer Festigkeit und bei Setzungen über 1 cm das Verhältnis $K=1,0$ ist bzw. Durchmesserunterschiede keinen Einfluß haben. Bei sehr kleinen Setzungen sind die Werte eher ähnlich denen für den elastischen Halbraum, in dem sich die Spitzendrücke umgekehrt proportional zu den Pfahldurchmessern ergeben. Tatsächlich ist dieses Verhalten für die Pfähle 1 und 3, an die keine Fußverbreiterungen angeschnitten wurden und bei denen daher Bodenauflockerungen als Folge von Schneid- und Grabvorgängen ausgeschlossen werden können, bei kleinen Setzungen zu beobachten. (Der Mantelreibungseinfluß sollte bei den kleinen Setzungen außer Betracht bleiben können, weil dieser Einfluß das quasi-elastische Verhalten - die Setzungen des dickeren Pfahles werden stärker vermindert als die des dünneren - eher drücken würde, wenn nicht eine bisher unbekannte Durchmesserabhängigkeit der Mantelreibung ihrerseits entgegengesetzt wirkt). Bei größeren Setzungen ist kein Durchmesser einfluß erkennbar. Bei dem Vergleich der Pfähle 5 und 7, die ebenfalls keine Fußverbreiterung haben, ist der Verlauf des Verhältnisses K der Spitzendrücke ähnlich; die Kurve ist jedoch etwas nach rechts verschoben, wofür auch hier möglicherweise Herstellungseinflüsse die Ursache sind. Die im Sand unter Pfahl 7 nur geringfügig geringere summarische Festigkeit als unter Pfahl 5 (s. Tabelle 2) kommt nach bisheriger Erfahrung kaum dafür als Ursache in

Betracht. (In diesem Falle ist die Mantelreibung offenbar ebenfalls von geringem Einfluß, weil sie bei Setzungen über 2 cm nicht weiter zunimmt und sich dann das Verhältnis K der Spitzendrücke $\sigma_{s2,5}$ dem Verhältnis der wahren Spitzendrücke σ_s immer mehr nähern muß).

Bei Pfählen mit Fußverbreiterungen geht das Verhältnis K der Spitzendrücke $\sigma_{s2,5}$ im Falle der Pfähle 6 und 8 ebenfalls wie erwartet gegen 1; dagegen ist das Verhältnis K bei den Pfählen 2 und 4 wieder größer als 1. Neben den schon genannten Ursachen sind hier die Besonderheiten bei der Herstellung von Pfahl 4 von erkennbarem Einfluß, insofern als der Boden unter Pfahl 4 bei der Pfahlherstellung relativ stark gestört worden ist.

Bemerkenswert ist bei den Pfählen mit Fußverbreiterungen das gegenüber den Pfählen ohne Fußverbreiterung grundsätzlich andere Verhalten bei kleinen Setzungen. Hier tragen die Pfähle mit den größeren Fußdurchmessern zunächst besser als die Pfähle mit kleineren Durchmessern. Dieses von den Erwartungen her und den Erfahrungen mit Pfählen ohne Fuß abweichende Verhalten, das sich für 2 Verhältniswerte K von immerhin 4 Pfählen grundsätzlich wiederholt, soll hier zunächst ohne Interpretationsversuch nur registriert werden. Lediglich angemerkt mag sein, daß bei Pfählen mit Fußverbreiterungen der Mantelreibungseinfluß sowohl bei kleinen als auch bei großen Setzungen geringer als bei den Pfählen ohne Fußverbreiterungen sein wird, einfach weil von der Geometrie her die überhängenden Reibungsflächen der Pfahlfüße geringere Mantelreibung haben werden und die in den untersten 2,5 m überhaupt verfügbare Mantelreibung und somit auch deren Gesamteinfluß vermindern.

Unter qualitativer Beachtung der in Tabelle 5 angegebenen Unterschieden zwischen den Baugrundfestigkeiten einiger Pfähle wird aus Abb. 11 gefolgert, daß bei den Setzungen des Gebrauchszustandes von 3 bis 4 cm bei Pfählen in Sand mittlerer Festigkeit kein beachtenswerter Durchmesserseinfluß vorhanden ist. (Es sei darauf hingewiesen, daß bei Sanden hoher Festigkeit wieder ein Durchmesserseinfluß denkbar ist, und zwar im Sinne der Ausführungen von KERISEL [11] und DE BEER [4], deren Angaben sich bei FRANKE [8] finden. Danach wird vermutet, daß sich die Spitzendruck-Tragfähigkeit mit größeren Setzungen für größere Pfahldurchmesser wieder verschlechtert, d.h. wieder $K > 1$ wird).

4.4 Einfluß der Baugrundfestigkeit auf $\sigma_{s2,5}$

Wie unter 2.2 ausgeführt, war beabsichtigt, die Pfähle 1 bis 8 in einer Sandschicht mittlerer, möglichst gleichmäßiger Festigkeit abzusetzen, ausgedrückt durch Drucksondierwiderstände zwischen 10 und 15 MN/m². In der Natur ist Boden solch gleichmäßiger Beschaffenheit kaum vorzufinden, so daß die in Tabelle 2 mit summarischen Sondierwiderständen bezeichneten Festigkeitsunterschiede von etwa 14 bis 17 MN/m² in Kauf genommen werden mußten. (Pfahl 4 ist hier wieder ausgesondert, weil sein Tragverhalten sehr wahrscheinlich mehr von der Herstellung als von der ursprünglichen Baugrundfestigkeit beeinflusst worden ist). Der Unterschied von 14 bis 17 MN/m² wird bei Bemessungsaufgaben in der Praxis als unerheblich angesehen und nicht berücksichtigt. Wenn hier nun im nachhinein versucht wird, Unterschiede im Tragverhalten mit Unterschieden der Baugrundfestigkeit zu erklären, die zudem nur als summarischer Mittelwert angegeben werden können, so ist

das ein erster Versuch, der noch nicht zu irgendwelchen Schlußfolgerungen in der Praxis berechtigt, etwa in dem Sinne, daß ein bestimmter Unterschied im Sondierwiderstand zu einer bestimmten Erhöhung der Pfahltragfähigkeit führt. Für solche Schlüsse bedarf es erheblich umfangreicherer Erfahrungsgrundlagen. Vorerst jedoch noch einige Bemerkungen zum summarischen Charakter der Sondierwiderstandsangaben.

In Tabelle 2 wurde für jeden Fall summarisch ein "ungünstig gemittelter" Sondierwiderstand angegeben, der die Festigkeit des Sandes unter der Pfahlfußebene bis zum zweifachen Pfahlfußdurchmesser berücksichtigt (siehe zu diesem Thema auch FRANKE [7], S.97). Dieser Tiefenbereich ist in Übereinstimmung mit der Erfahrung gewählt, daß der Boden unterhalb dieser Tiefe - sofern seine Festigkeit nicht ganz wesentlich geringer ist - das Tragverhalten eines Pfahles praktisch nicht mehr beeinflusst. Allgemeiner Grundsatz ist, daß der örtliche Sondierwiderstand, und besonders dessen örtliche Abnahme gegenüber dem Durchschnittswert, umso stärker berücksichtigt werden muß, je geringer der Abstand zur Pfahlfußebene ist. Dabei ist anzumerken, daß die Baugrundfestigkeit gerade in der Nähe des Pfahlfusses auch vom Herstellungsvorgang beeinflusst und beeinträchtigt werden kann, vor allem beim Anschneiden von Pfahlfußverbreiterungen. Solche Effekte machen sich besonders bei kleineren Lasten und Setzungen bemerkbar, da unter größeren Lasten die Plastifizierungsbereiche unter Pfählen sich ausdehnen und der Setzungsanteil aus der engeren Umgebung des Pfahlfußes prozentual wahrscheinlich abnimmt (CERNAK [2] hat gezeigt, wie stark eine vermutete stark zusammendrückbare Schicht unmittelbar unter der Pfahlfußebene das anfängliche Spitzendruck-Setzungsverhalten beeinflusst). Aus dieser Überlegung folgt außerdem, daß der von Pfählen beeinflusste, praktisch zu berücksichtigende Tiefenbereich mit der Pfahlbelastung bzw. den Setzungen zunimmt. (Deshalb sind die Angaben der Tabelle 5 auf eine Setzung von $s > 5$ cm bezogen).

Mit der unter Beachtung dieser Gesichtspunkte vorgenommenen Kennzeichnung der Baugrundfestigkeit durch summarische Sondierwiderstände in Tabelle 2 ist der Versuch gemacht worden, in Tabelle 5 das etwas unterschiedliche Tragverhalten der Pfähle wenigstens der Tendenz bzw. dem Vorzeichen nach zu erklären. (Dabei ist jedoch das besonders ungünstige Tragverhalten von Pfahl 4 aus den schon genannten Gründen nur bedingt verwertbar). In Tabelle 5 werden die Abweichungen des Verhältnisses der Spitzendrucke $\sigma_{s2,5}$ nach Abb. 11 den Drucksondierwiderständen q_s zugeordnet.

Tabelle 5

Pfähle		$q_{sa} - q_{sb}$	q_{sa} / q_{sb}	$\sigma_{s2,5a} / \sigma_{s2,5b}$ bei $s > 5$ cm
a	b	[MN/m ²]	—	—
5	7	+ 1,5	1,09	$\approx 1,15$
2	(4)	(+ 2,5)	(1,21)	($\approx 1,35$)
1	3	0	1,0	$\approx 1,0$
6	8	0,5	$\approx 1,0$	$\approx 1,0$

Mit Hilfe dieser Darstellung wird - wie in Abschnitt 4.3 vorweggenommen - die Schlußfolgerung unterstützt, daß bei Großbohrpfählen von 0,5 bis 2,5 m Durchmesser in Sand mittlerer Festigkeit unter den Belastungen und Setzungen des Gebrauchszustandes bei gleicher Baugrundfestigkeit und gleicher Pfahllänge der Pfahlspitzendruck als durchmesserunabhängig angesehen werden kann. Eine genauere Untersuchung und Erweiterung der Sammlung solcher Zusammenhänge ist vorgesehen, wobei insbesondere auch der erwähnte, mit der Belastung veränderliche Tiefeneinfluß der Pfahlbelastung unterhalb der Pfahlsole differenzierter berücksichtigt werden soll.

Die Pfähle 10 bis 15 sind in diesem Zusammenhang nicht bewertbar, weil die Trennung von Spitzendruck und Mantelreibung nicht hinreichend genau gelang.

4.5 Einfluß der seitlichen Auflast bzw. der Pfahllänge

Nachdem unter 4.3 und 4.4 die Durchmesserunabhängigkeit des Tragverhaltens bei gleicher Pfahllänge gefolgert wurde, kann nun die Längenabhängigkeit untersucht werden. Zu diesem Zweck werden Spitzendruck-Setzungskurven von 4 Pfählen ohne Fußverbreiterungen in Sand nahezu gleicher bzw. wenig unterschiedlicher Festigkeit verglichen, von denen die Pfähle 5 und 7 nur 6 m und die Pfähle 1 und 3 aber 13 bzw. 14 m lang waren. (Die Pfähle 10 bis 15 müssen aus den gerade angegebenen Gründen hier wieder unbewertet bleiben). Aus Abb. 10a ist ersichtlich, daß unter Berücksichtigung der erreichbaren Genauigkeit bei diesen Versuchen (Pressenablesung über Manometer mit Fehlern von + 10 %, s. Abschn. 2.5) praktisch keine Längenabhängigkeit des Pfahlspitzendruckes festzustellen ist. Bei den Pfählen mit Fußverbreiterungen auf Abb. 10b sind im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Baugrundfestigkeit nur die Pfähle 2, 6 und 8 bewertbar, die ebenfalls wieder bei Längen von 13 bzw. 6 m fast zusammenfallende Spitzendruck-Setzungskurven aufweisen.

Betrachtet man die "summarischen" Sondierwiderstände unter den einzelnen Pfählen, die hier zum Vergleich herangezogen wurden, so bemerkt man, daß diese unter den kürzeren Pfählen von 6 m im Mittel bei $16,5 \text{ MN/m}^2$ und unter den längeren Pfählen von 13 bzw. 14 m im Mittel bei $14,0 \text{ MN/m}^2$ liegen. Bei solch geringen Unterschieden im Sondierwiderstand würde man in praktischen Fällen nicht auf unterschiedliche Scherparameter oder Steifezahlen des Bodens schließen, so daß mit dem Unterschied von $16,5$ zu $14,0 \text{ MN/m}^2$ nach bisherigen Erfahrungen keine entsprechende Verbesserung des Tragverhaltens der 6 m langen Pfähle auf das der 13 bzw. 14 m langen erklärt werden kann.

4.6 Eignung von Betonstauchungsmessungen im Pfahlschaftbeton zur Mantelreibungsermittlung

An den Pfählen 5, 7, 9 und 10, 11, 12, 13, 14 waren Stahlstäbe als eine Art Pegel zur Messung der Betonstauchung nach Abb. 2 angeordnet worden (Stahlstabmethode). Aus der gemessenen Betonstauchung sollte die mittlere Kraft im Pfahlabschnitt zwischen jeweils zwei Pegelstabenden und aus der Differenz dieser Kräfte in aufeinanderfolgenden Pfahlabschnitten die mittlere Pfahlmantelreibung errechnet werden, wie es schon vielfach gemacht worden ist (Literaturangabe s. 2.4).

Um die Genauigkeit dieser Methode zu überprüfen, wurden in die Pfähle Pegelstäbe so eingebaut, daß sie und damit die Meßstrecken genau am Ende der von Bentonitschlämme umgebenen Pfahlschaftstrecke, d.h. am Beginn der Reaktionslänge von $l_0 = 2,5$ m endeten. Diese Nachprüfung bot sich hier an, weil durch Ausschaltung der Mantelreibung mit Hilfe der Bentonitschlämme die Pfahlkraft in der Meßstrecke exakt gleich der den Pfahlkopf belastenden Kraft Q sein mußte. (Der Flüssigkeitscharakter der Schlämme wurde durch Sondierungen mit dem Gestänge der leichten Rammsonde vor Beginn der Probebelastungen überprüft; die Sonden ließen sich in der Schlämme widerstandsfrei absenken). Zusätzlich zu diesen Pegelstäben wurden auch längere Pegel eingebaut, um Aufschluß über Größe und Verteilung der Mantelreibung unterhalb der reibungsfreien Pfahlschaftstrecke, d.h. im Bereich der Reaktionslänge l_0 zu erhalten.

Die gemessenen Betonstauchungskurven zeigen bei allen Pegeln einen relativ glatten und stetigen Verlauf, der auf hinreichend zuverlässige Meßgenauigkeit bei den ermittelten Betonstauchungen ϵ schließen läßt. Der Verlauf der Kurven - auch im Bereich der mantelreibungsfreien Pfahlschäfte - ist gekrümmt und nicht-elastisch (Abb. 12 zeigt eine charakteristische Betonstauchungskurve).

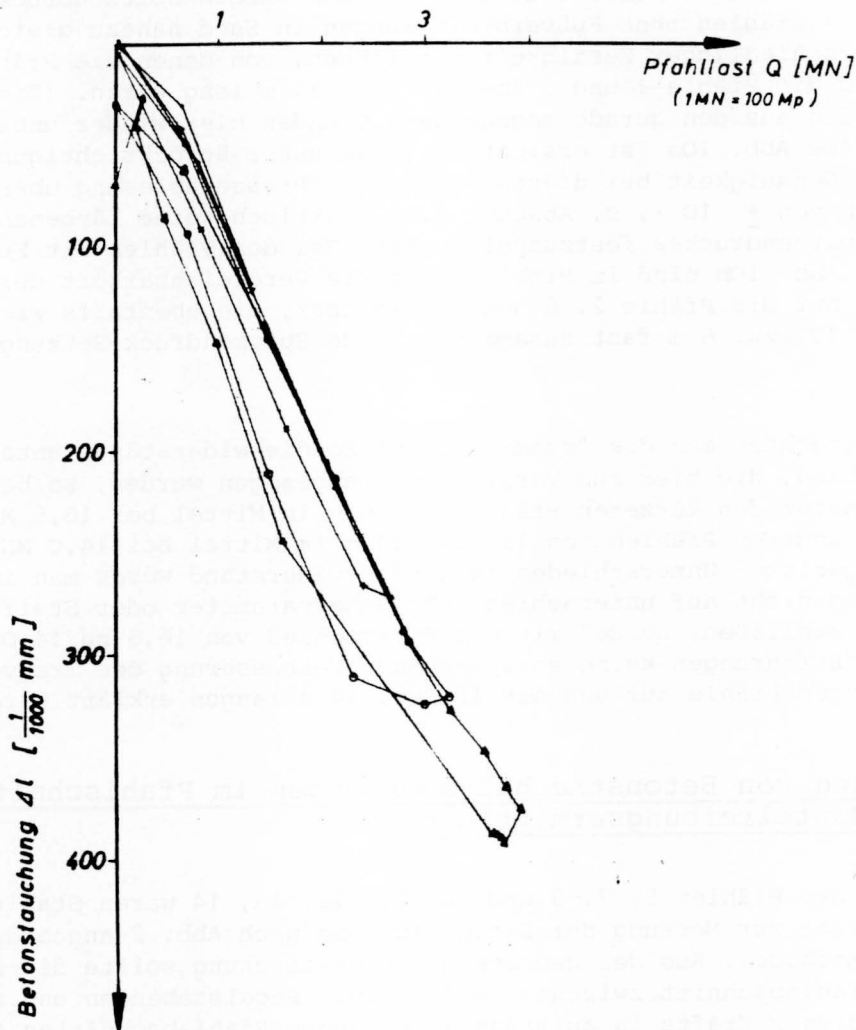


Abb. 12 Charakteristische Betonstauchungskurve

Sollen der Einfachheit halber - wie üblich - trotzdem konstante Elastizitätsmoduln E zur Auswertung dieser Kurven verwendet werden, so sind dafür sogenannte Sekantenmoduln einzuführen, die für bestimmte Betonspannungsbereiche gelten. Mit diesen Moduln können dann aus den Stauchungen E die Kräfte Q im Pfahlschaft berechnet werden, sofern $E = f(\epsilon)$ mit hinreichender Genauigkeit ermittelt werden kann. Auf diese Weise ist eine ganze Reihe von Betonstauchungskurven ausgewertet worden. Wie schon bei früheren Probelastungen vermutet, bestätigten die Messungen an den reibungsfreien Pfahlschaftstrecken, daß die E -Moduln nicht nur vom Spannungsniveau, sondern - bei Bohrpfählen sicherlich besonders stark - auch erheblich von örtlichen Streuungen der Betonqualität abhängen.

Bei dieser Gelegenheit sei darauf hingewiesen, daß die hier beschriebenen Schwierigkeiten bei der Ermittlung der Mantelreibung aus der gemessenen Betonstauchung bei Ortbetonpfählen auch bei der Messung mit Dehnungsmeßstreifen auftreten.

Zusammenfassend muß gesagt werden, daß die Auswertung der Messungen der Betonstauchung nicht zu befriedigenden Ergebnissen geführt hat, so daß diese preisgünstige Methode zur Trennung von Spitzendruck und Mantelreibung bei Ortbetonpfählen keine ausreichende Vertrauenswürdigkeit besitzt.

4.7 Mantelreibung

Um über Größe und Setzungsabhängigkeit der Mantelreibung trotz der wenig befriedigenden Meßergebnisse wenigstens einer mittleren Mantelreibung Aufschluß zu erhalten, wurde eine Probelastung an Pfahl 9 durchgeführt, der - wie schon erwähnt - seine gesamte Pfahllast nur über Mantelreibung in den Baugrund übertrug.

Abbildung 13 zeigt die gemessene Mantelreibungs-Setzungslinie. Die Ausschaltung des Spitzendruckes scheint bis zur 2. Entlastungsstufe gelungen zu sein, da bei Entlastung nur geringe Hebungen auftraten und der Wiederbelastungsast den Entlastungsast nicht kreuzt. (Die Mantelreibung hat nicht-elastisches Verhalten).

Im Vergleich mit gemessenen Mantelreibungen einer früheren Probelastung (FRANKE [6]) ist die Mantelreibung von Pfahl 9 im oben erwähnten zuverlässigen Bereich bis zur 2. Entlastung, also bis etwa 2,5 cm Setzung, klein (Abb.14). Die größere Länge der früheren Pfähle erklärt diesen Unterschied aber ausreichend.

Die Pfähle 10 bis 14 haben - wie schon erwähnt - auch im oberen Pfahlschaftsbereich Mantelreibung erhalten. Zunächst waren sie wie die Pfähle 1 bis 9 hergestellt worden. Auch die Ringspalte waren mit Bentonitsuspension gefüllt worden. Danach waren diese dann durch den Bauablauf für einige Wochen nicht zugänglich und wurden mit einer 3 m hohen Erdschüttung (als Schalung für die Arbeitsraumdecke des Senkkastens) überdeckt. Diese Auflast scheint die Spalte um die Pfahlschäfte zusammengequetscht zu haben. Als die Pfähle wieder freigelegt wurden, waren die Ringspalte jedenfalls nicht mehr vorhanden. Der auf diese Weise entstandene Mantelreibungskraftschluß unterscheidet die bei den Probelastungen auf diese Pfähle wirkende Mantelreibung sicherlich von der Mantelreibung, die bei einer normalen Pfahlherstel-

lung wirkt. Im oberen Bereich wurden bei späterer Freilegung der Pfähle quasi-versteinigtes Bentonit-Sandgemisch angetroffen, während andererseits in größerer Tiefe auch mit einer gewissen Schmierwirkung eines noch feuchten Bentonits zwischen der Stahlhülse des Pfahles und dem Boden gerechnet werden muß.

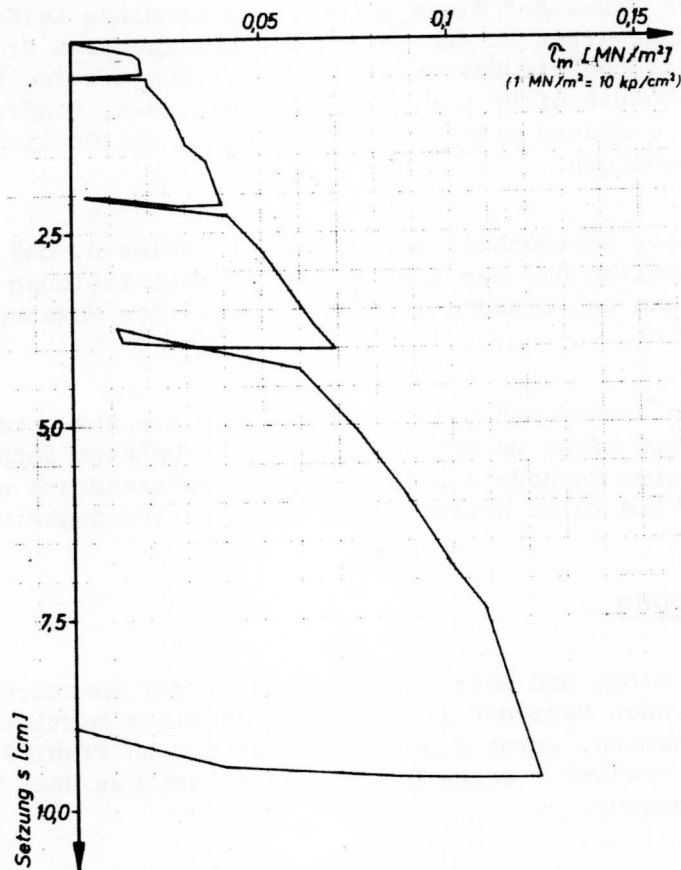


Abb. 13 Mittlere Mantelreibung τ_m des Pfahles 9 in Abhängigkeit von den Setzungen

Nimmt man bei den Pfählen 10, 11 und 12 einen Spitzendruck an, der dem von Pfahl 1 gleicht, so läßt sich eine mit den Setzungen wachsende Mantelreibung abschätzen und mit schon bekannten Mantelreibungswerten vergleichen (Abb.14). Die Mantelreibung bei Pfahl 10, dessen Spitzendruck $\sigma_{s2,5}$ wegen der vergleichbaren Spitzendrucksondierergebnisse am besten mit dem von Pfahl 1 übereinstimmen sollte, wird mit diesem Verfahren allerdings unerwartet groß ermittelt. Das ist besonders im Vergleich mit den Pfählen 11 und 12 überraschend, die deutlich höhere Sondierwiderstände unter dem Pfahl aufweisen, bei denen man aber eine geringere Mantelreibung errechnet. Trotz der guten Übereinstimmungen der Mantelreibungen von Pfahl 11 und 12 mit denen früherer Probelastungen, sollte man wegen der Unsicherheit bezüglich des Zustandes der Mantelreibungsflächen weitergehende Folgerungen nicht ziehen.

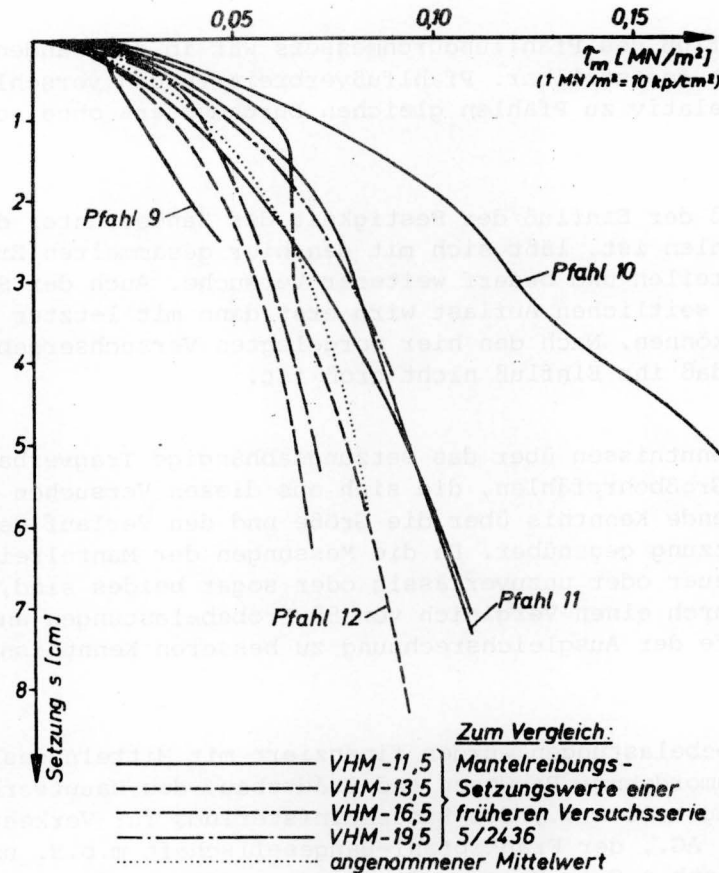


Abb. 14 Vergleich der mittleren Mantelreibung τ_m des Pfahles 9 sowie der errechneten Mantelreibung der Pfähle 10, 11 und 12 mit Ergebnissen früherer Messungen (FRANKE, 1973 b)

5. Zusammenfassung und weitere Arbeiten

Um Großbohrpfähle wirtschaftlich einsetzen zu können, mußte das setzungsabhängige Tragverhalten des Spitzendruckes auf experimenteller Grundlage ermittelt werden. Diese Verfahrensweise weicht von der bisher üblichen Methode ab, die Pfahlbruchlasten zu ermitteln, sie durch einen Sicherheitswert von etwa 2 zu teilen und so die zulässige Pfahlbelastung des Gebrauchszustandes zu bestimmen. Die Abweichung war erforderlich, weil bei Bohrpfählen der Bruchzustand erst bei Setzungen in der Größenordnung von 20 bis 30% des Pfahlfußdurchmessers eintritt, die mit vertretbarem Aufwand in der Praxis nicht erreicht werden können. Es ist oft schwierig, nur 10 bis 15 cm zu erreichen. 15 cm werden als fiktiver Bruchwert definiert, auf den dann wieder die bei den kleineren konventionellen Pfählen üblichen Sicherheitswerte nach DIN 1054, Tabelle 8, angewendet werden können.

Die vorliegenden Ergebnisse von 3 Versuchsserien an insgesamt 14 Großbohrpfählen sollten zur besseren Kenntnis über den Einfluß des Pfahlfußdurchmessers, von Pfahlfußverbreiterungen und der Pfahllängen auf das Tragverhalten beitragen. Bei 8 der Pfähle hatte der Sanduntergrund mittlere Festigkeit, gekennzeichnet durch Sondierwiderstände um 15,0 MN/m². Bei den restlichen Pfählen (10 bis 14) waren die Festigkeiten zum Teil höher. Da bei ihm die Trennung von Spitzendruck und Mantelreibung mißlang, waren ihre Resultate wenig ergiebig.

Ein Einfluß des Pfahlfußdurchmessers war in den Sanden mittlerer Festigkeit nicht feststellbar. Pfahlfußverbreiterungen verschlechtern das Tragverhalten relativ zu Pfählen gleichen Durchmessers ohne solche Verbreiterungen.

Wie groß der Einfluß der Festigkeit des Sandes unter den Pfahlfußflächen von Pfählen ist, läßt sich mit den hier gesammelten Erfahrungen noch nicht beurteilen und bedarf weiterer Versuche. Auch der Schluß über den Einfluß der seitlichen Auflast wird erst dann mit letzter Sicherheit gezogen werden können. Nach den hier vorgelegten Versuchsergebnissen kann gesagt werden, daß ihr Einfluß nicht groß ist.

Den Erkenntnissen über das setzungsabhängige Tragverhalten des Spitzendruckes bei Großbohrpfählen, die sich aus diesen Versuchen ergeben, steht keine entsprechende Kenntnis über die Größe und den Verlauf der Mantelreibung mit der Setzung gegenüber. Da die Messungen der Mantelreibung im Versuch entweder teuer oder unzuverlässig oder sogar beides sind, soll versucht werden, durch einen Vergleich von 55 Probelastungen an Großbohrpfählen mit Hilfe der Ausgleichsrechnung zu besseren Kenntnissen zu gelangen.

Die Probelastungen wurden finanziert mit Mitteln des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie e.V., des Bundesministeriums für Verkehr, der Firmen Ph. Holzmann AG., der Frankipfahl-Baugesellschaft m.b.H. und der Firma Dr.-Ing. Paproth & Co., Winsen. Sie sind von der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg ausgeführt worden.

6. Schrifttum

- | | | |
|-----|-------------------|--|
| [1] | BROMS u. HELLMANN | : End bearing and skin friction resistance of piles. Proc. ASCE, SM 2 (1968), S.421 |
| [2] | CERNAK | : The time effect of suspension on the behaviour of piers. VI. ECSMFE, Wien (1976), Bd. 1, S.111 |
| [3] | CHRISTOW | : Beitrag zur praktischen Setzungsberechnung und Auswertung von Zeit-Setzungs-Messungen. Donau-Europäische Konferenz, Wien 1968, S.16 |
| [4] | DE BEER | : The scale effect in the transposition of the results of deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations. Geotechnique (1963), Heft 1, S.39 |
| [5] | FRANKE | : Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von nicht-bindigem Baugrund durch Sondierungen. Baumaschine und Bautechnik (1973a), H. 11, S.417 |
| [6] | FRANKE | : Probelastung an Großbohrpfählen. Die Bautechnik (1973b), Heft 1, S. 7 |

- [7] FRANKE : Generalbericht III 1-1, Einzelpfähle.
VI.ECSMFE, Wien (1976a), Bd. 2.1, S.83
- [8] FRANKE : Die Tragfähigkeit von Pfählen, ihre Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser und ihre Ermittlung mit Sonden in nicht-bindigem Boden. (1976b) Mitt. der DEGEBO, Heft 32
- [9] GEFFEN u. AMIR : Effect of construction procedure on load-carrying behaviour of single piles and piers. Proc. IV.Asian Regional CSMFE, (1971) Bangkok, Band 1, S.263
- [10] HANNA : The distribution of load in long piles. Sols - Soils (1971) No.22-23, S.5
- [11] KERISEL : Foundations profondes en milieux sableux. Proc. V. ICSMFE (1961), Vol. II, S.73
- [12] SCHENCK : Der Rammpfahl. Verlag v. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1951)
- [13] SOMMER u. HAMBACH : Großpfahlversuche in Ton für die Gründung der Talbrücke Alzey. Der Bauingenieur, (1974) Heft 8, S.310
- [14] VAN DER VEEN : The bearing capacity of a pile. Proc. 3. ICSMFE, (1953) Vol. II, S.84
- [15] VESIC : A study of bearing capacity of deep foundations. Final report, Proj. B-189, School of Civil Engineering, Georgia, Institute of Technology, Atlanta, Georgia(1967).
(Deutscher Bericht: König (1970): Die Tragfähigkeit von Pfählen. Der Bauingenieur, Heft 1, S.23)
- [16] WHITAKER, T. u. COOKE, R.W. : An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London Clay, Proc. of the Symposium Large Bored Piles, Institute of Civil Engineers (1966), S. 7

Dr.-Ing. E. F r a n k e

Dipl.-Ing. B. S c h u p p e n e r

BESONDERHEITEN BEIM GRÜNDUNGSGUTACHTEN FÜR EIN FLACHGEGRÜNDETES OFF-SHORE-BAUWERK

Special foundation problems
of a gravity type off-shore structure

Zusammenfassung

Zur Baugrunderkundung für die Forschungsplattform "NORDSEE" war bei einer Wassertiefe von 30 m der Einsatz eines Bohrschiffes am wirtschaftlichsten. Aufgrund der zyklischen Horizontalbelastung durch Wellen werden unter der Bauwerkssohle Porenwasserüberdrücke erzeugt, die die mobilisierbare Reibung vermindern. Daher erwies sich der Gleitsicherheitsnachweis als maßgebend für die Bestimmung des Bauwerksgewichtes.

Zur Ermittlung des Porenwasserüberdrucks bei zyklischer Scherbeanspruchung werden geeignete Laborversuche beschrieben. Der Gleitsicherheitsnachweis, der mit Hilfe der Ergebnisse der Laborversuche geführt wird, ist erläutert und diskutiert worden.

Summary

In situ soil investigation for the research platform "NORDSEE" at a waterdepth of 30 m proved to be most economically done by a special boring boat. Due to the cyclic horizontal loads of the waves excess pore water pressures are generated in the soil below the foundation, which reduce the available friction. Therefore the safety analyses against horizontal sliding determined the necessary dead weight of the structure. Laboratory tests to investigate the excess pore water pressure are described. The application of the test results in a safety analyses against horizontal sliding is illustrated and discussed.

I n h a l t

	Seite
1. Besonderheiten der Baugrunderkundung	81
2. Besonderheiten der Gründungsberechnung	83
2.1 Zyklische Scherbeanspruchung des Baugrundes	83
2.2 Ermittlung der Porenwasserüberdrücke	84
2.2.1 Simulation der Baugrundbelastung im Labor	84
2.2.2 Das Einfach-Schergerät des NGI	85
2.2.3 Das Einfach-Schergerät der BAW	86
2.4 Versuchsergebnisse	90
3. Anwendung der Versuchsergebnisse beim Gleitsicherheitsnachweis für die Forschungsplattform "NORDSEE"	93
4. Weitergesteckte Versuchsziele	96
5. Schrifttum	97

1. Besonderheiten der Baugrunderkundung

Die Wassertiefe am Standort der Forschungsplattform "Nordsee" beträgt etwa 30 m, so daß die Baugrunderkundung noch gut mit Hilfe einer Hubinsel mittlerer Größe hätte ausgeführt werden können. Es erwies sich jedoch, daß die Baugrundaufschlußkosten bei Einsatz eines schon bewährten Bohrschiffes mit einer speziellen Bohr- und Sondierausrüstung der holländischen Firma Fugro um mehr als die Hälfte gesenkt werden konnten. Mit der verwendeten Bohrausrüstung sind Baugrunderkundungen bis zu Wassertiefen von etwa 200 m möglich, wobei die Kosten in der Größenordnung von einigen hunderttausend Mark liegen.

Die Bohrung wurde im Direktspülverfahren (Abb. 1) niedergebracht. Auf dem Schiff mußte ausreichend Schlämme vorgehalten werden, da ohne Verrohrung gebohrt wurde und somit die Schlämme mit dem Bohrgut beim Austritt aus der Bohrung am Meeresboden verloren ging. Während des Bohrvorganges bestand also keine Möglichkeit, einen Bodenaufschluß in Form von gestörten Bodenproben zu erhalten. Daher wurden sowohl in bindigem als auch in rolligem Material alle 1,0 bis 2,0 m Bodenproben durch Einschlagen eines Stutzens mit 2" Durchmesser entnommen. Der Stutzen wurde mit einem Seilkernentnahmegerät, das im Innern des Bohrgestänges abgelassen werden konnte, in die Bohrlochsohle getrieben.

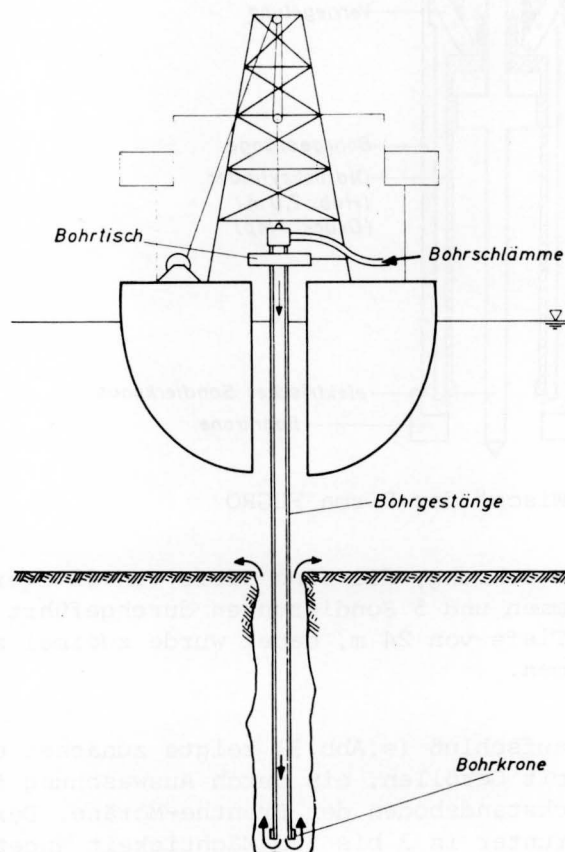


Abb. 1 Bohrverfahren bei der Baugrunderkundung für die Forschungsplattform "NORDSEE"

Die Baugrundfestigkeit des rolligen Bodens wurde durch Drucksondier-

rungen ermittelt (Abb. 2). Das Gerät besteht aus einer sich im Bohrrohr arretierenden hydraulischen Presse, die eine Drucksonde nach DIN 4094 in den Boden preßt. Die Eindringtiefe beträgt maximal 2,0 m; sie wird jedoch erst in größeren Bohrtiefen erreicht, weil erst dann das als Widerlager dienende Gewicht des Bohrgestänges groß genug ist. Wegen der hohen Vorhaltekosten für das Bohrschiff und anderer bereits festliegender Einsatztermine war die Zeit zur Durchführung der Aufschlußbohrungen auf 7 Tage begrenzt. Da etwa die Hälfte dieser Zeit wegen ungünstiger Wetterbedingungen nicht genutzt werden konnte - gebohrt werden konnte nur bis Windstärke 6 bzw. bei Wellenhöhen < 2,0 m - sind nur 2 Bohrungen im Abstand von 120 m abgeteuft worden.

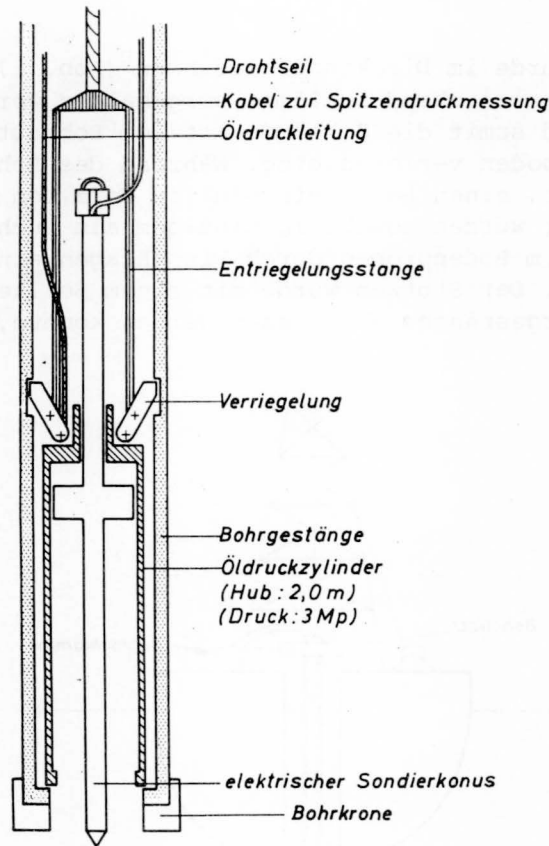


Abb. 2 Drucksonde "Wilson" der Firma FUGRO

In der ersten Bohrung, die eine Tiefe von 52 m erreichte, wurden 32 Bodenproben entnommen und 5 Sondierungen durchgeführt, die zweite Bohrung erreichte eine Tiefe von 24 m, dabei wurde zweimal sondiert und es wurden 17 Proben entnommen.

Der Baugrundaufschluß (s. Abb. 3) zeigte zunächst eine 0,5 m dicke kiesige Sandschicht mit Geröllen, ein durch Auswaschung feinerer Bodenteile entstandener Rückstandsboden der Drenthe-Moräne. Der Boden dieser Moräne selbst wurde darunter in 3 bis 5 m Mächtigkeit angetroffen. Seiner geologischen Herkunft nach wurde er als Geschiebemergel bezeichnet, der hier jedoch fast ausschließlich aus Sand mit nur gering entwickelten diagenetischen Bindungen bestand und Einschaltungen von Sand- und Kieslagen enthielt. Darunter folgten mitteldicht bis dicht gelagerte eiszeitlich vorbelastete Sande und Kiese.

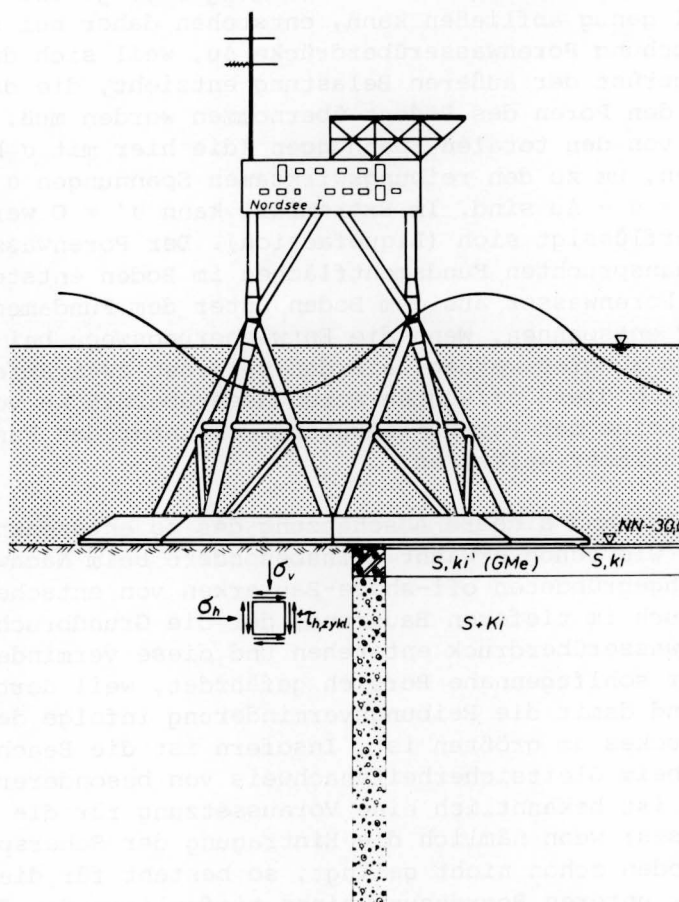


Abb. 3 Die Forschungsplattform "NORDSEE" mit Bohrprofil. Schematisch dargestellt ist ein Bodenelement knapp unter der Gründungssohle mit den infolge des Wellendurchlaufs wirkenden zyklisch wechselnden Scherspannungen

2. Besonderheiten der Gründungsberechnung

2.1 Zyklische Scherbeanspruchung des Baugrundes

Auf der Grundlage dieser Sondier- und Bohrerergebnisse war das Gründungsgutachten auszuarbeiten. Neben einer Pfahlgründung, deren Ausführung sowohl bei Ramm- als auch bei Bohrpfählen schon wegen der Gerölle im Boden auf Schwierigkeiten gestoßen wäre, wurde vorrangig die Möglichkeit einer Flachgründung untersucht. Dabei traten im Falle des Gleitsicherheitsnachweises neuartige Probleme auf, über die im folgenden berichtet werden soll. Diese Probleme bestehen darin, daß während eines Sturmes die Plattform sehr großen, periodisch die Richtung wechselnden Horizontalbelastungen infolge der durchlaufenden Wellen ausgesetzt ist (s. Abb.3). Diese Wellen, deren Größenordnung durch die Höhe der entsprechenden "Hundertjahreswelle" von 25 m gekennzeichnet ist, bewirken in der Gründungssohle entsprechende zyklisch die Richtung wechselnde Scher- und Normalspannungsänderungen (s. Abb.3). Die zyklisch wechselnde Scherbeanspruchung hat - wie man aus der Erdbebenforschung der letzten 20 Jahre weiß [7], [8], [24], [26] - auf die Standicherheit einer Flachgründung einen besonders ungünstigen Einfluß. Es zeigt sich nämlich, daß selbst dichter Sand bei einer Umkehr der Richtung der Scherbeanspruchung zur weiteren Verminderung seines Porenvolumens, d.h. zu

Kontraktanz neigt [10]. Sofern der Sand wassergesättigt ist und das Porenwasser nicht schnell genug abfließen kann, entstehen daher bei zyklisch wechselnder Scherbeanspruchung Porenwasserüberdrücke Δu , weil sich das kontraktant verhaltende Korngerüst der äußeren Belastung entzieht, die dann vom inkompressiblen Wasser in den Poren des Bodens übernommen werden muß. Der Porenwasserüberdruck Δu ist von den totalen Spannungen (die hier mit σ benannt werden sollen) abzuziehen, um zu den reibungswirksamen Spannungen σ' zu kommen, die dann nur noch $\sigma' = \sigma - \Delta u$ sind. Im Extremfall kann $\sigma' = 0$ werden und das Sand-Wasser-Gemisch verflüssigt sich (Liquefaction). Der Porenwasserüberdruck, der unter den scherbeanspruchten Fundamentflächen im Boden entsteht, wird sich nun durch Abfluß von Porenwasser aus dem Boden unter dem Fundament nach den Seiten mehr oder weniger entspannen. Wenn die Entwässerungswege bei relativ großflächigen Fundamenten zu groß werden, als daß zwischen zwei aufeinander folgenden Wellen die durch diese erzeugten Porenwasserüberdrücke voll entspannt werden könnten, so steigt der Porenwasserüberdruck unter den Fundamenten mit jeder weiteren Welle immer weiter an.

Eine ausreichend sichere Abschätzung des so entstehenden Porenwasserüberdruckes ist - wie schon erwähnt - insbesondere beim Nachweis der Gleitsicherheit von flachgegründeten off-shore-Bauwerken von entscheidender Bedeutung. Zwar wird auch im tieferen Baugrund, der die Grundbruchsicherheit beeinflusst, noch Porenwasserüberdruck entstehen und diese vermindern. In erster Linie ist jedoch der sohlfugennahe Bereich gefährdet, weil dort die wechselnden Scherspannungen und damit die Reibungsverminderung infolge des entstehenden Porenwasserüberdruckes am größten ist. Insofern ist die Beachtung der Porenwasserüberdrücke beim Gleitsicherheitsnachweis von besonderer Bedeutung. (Dessen Erfüllung ist bekanntlich eine Voraussetzung für die Gültigkeit des Grundbruchnachweises; wenn nämlich die Eintragung der Scherspannungen an der Sohlfuge in den Boden schon nicht gelingt, so besteht für die Mobilisierung der Reibung an der unteren Begrenzung eines tieferliegenden Grundbrucherdkörpers erst recht keine Möglichkeit).

Aufgrund dieser Überlegungen ergibt sich eine wichtige Schlußfolgerung für die Konstruktion des Bauwerks: Die zu erwartende Größe des Porenwasserüberdruckes bei einem Sturm ist maßgebend für die Festlegung des erforderlichen Bauwerksgewichtes, d.h. der Porenwasserüberdruck ist ein Kostenfaktor ersten Ranges und muß mit größtmöglicher Genauigkeit bestimmt werden.

2.2 Ermittlung der Porenwasserüberdrücke

2.2.1 Simulation der Baugrundbelastung im Labor

Die bisherigen Arbeiten, die das Verhalten von wassergesättigten Böden bei zyklischer Belastung behandelten, befaßten sich vorwiegend mit zyklischer Scherbeanspruchung von Staudämmen bei Erdbeben und des Straßenunterbaus unter Verkehrsbelastung.

Der erste umfassende Bericht über Forschungen zur Wellenbeanspruchung kam aus dem Norwegischen Geotechnischen Institut (NGI) und stammt von BJERRUM [1]. Die Arbeiten an diesem Thema sind vor etwa 5 Jahren bei der Gründungsbeurteilung für einen in 70 m Wassertiefe gegründeten Erdöltank von 90 m Durchmesser aufgenommen worden, der im Ekofisk-Ölfeld der Nordsee steht. Ziel dieser Arbeiten war, den Anstieg des Porenwasserdrucks bei zyklischer Scherbeanspruchung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Sandes, den Konsolidationsspannungen, der Größe und der Zahl der Belastungszyklen u.a. Parametern anzugeben [6] [18] [19] [20] [21].

Zu diesem Zweck werden an einem Bodenelement die in der Natur auftretenden Belastungen simuliert. In Abb. 3 sind die auf ein Bodenelement unter der Gründung wirkenden Spannungen dargestellt. Die Bauwerks- und Erdlasten erzeugen in dem Bodenelement die dargestellten Spannungen σ_v , σ_h und τ . Bei wenigstens 2-facher Grundbruchsicherheit und 1,5-facher Gleitsicherheit ist es zulässig, zur Ermittlung der Spannungen σ_v , σ_h und τ sowie der entsprechenden Verformungen ϵ_v und ϵ_h unter einem Bauwerk die Elastizitätstheorie anzuwenden. Da unmittelbar unter dem Fundament die horizontalen Dehnungen ϵ_h sowohl durch den benachbarten Boden als auch durch Schubspannungen an der Bauwerkssohle behindert werden, wird zur Vereinfachung bei Laborversuchen vom Ruhedruckzustand, der durch $\epsilon_h = 0$ definiert ist, ausgegangen. Die mit dieser Vereinfachung verbundenen Fehler werden um so kleiner sein, je näher das betrachtete Bodenteilchen an der Symmetrieachse des Fundamentes und an der Sohlfuge liegt, ferner je größer das Fundament selbst ist. Man wird außerdem keinen großen Fehler machen, wenn man bei den Versuchen von der Annahme des Ruhedruckzustandes für den gesamten in Anspruch genommenen Boden unter dem Fundament ausgeht, und zwar sowohl für die Konsolidation des Bodens unter den Bauwerkslasten als auch unter der Scherbeanspruchung aus Wind und Wellenkräften. (Diese Annahme ist z.B. auch am NGI getroffen worden). Da in Wirklichkeit $\epsilon_h > 0$ ist, liegt man erwiesenermaßen hinsichtlich der entstehenden Porenwasserüberdrücke auf der sicheren Seite.

Wegen der relativ großen Fundamentfläche wurde am NGI ungünstig angenommen, daß die Entwässerungswege so groß sind, daß keinerlei Dränage stattfindet, d.h. der aus der Scherbeanspruchung entstehende Porenwasserüberdruck kann sich nicht entspannen. Die Versuche wurden darum undränniert gefahren. Das geeignetste Gerät, das die beschriebenen Bedingungen zu erfüllen gestattet, wird im englischsprachigen Bereich als Simple-shear-apparatus (SSA) bezeichnet [4][23]. Im folgenden wird diese Geräteart mit "Einfach-Schergerät" (ESG) übersetzt. Das Beiwort "simple" bzw. "einfach" bezieht sich hier nicht auf die Gerätebauart, sondern auf die Art der Scherdeformation, die in einem solchen Gerät erzeugt wird. Sie ist wie folgt definiert [17]: Bezeichnet man die Achsen eines orthogonalen Koordinatensystems mit x, y und z und die Verschiebungen in diese Richtungen mit u, v und w, so gilt für eine solche "einfache" Scherdeformation: $u = c \cdot y$, $v = 0$ und $w = 0$. Dabei ist c eine Proportionalitätskonstante. (Die Bezeichnung "einfache" Scherdeformation dient der Unterscheidung von anderen, wie z.B. der "reinen" Scherdeformation, in Englisch "pure shear", wo $u = c \cdot x$, $v = -c \cdot y$ und $w = 0$ ist).

2.2.2 Das Einfach-Schergerät des NGI

Das Versuchsgerät, das vom NGI entwickelt wurde, ist auf Abb. 4 schematisch dargestellt [2][19]. Es werden runde Bodenproben untersucht, in die über die Kopfplatte die zyklische Scherbelastung eingetragen wird. Diese Scherbelastung wird über Gewichte und eine pneumatische Presse erzeugt und damit in der flachen Probe ein homogener Deformationszustand und Spannungszustand angestrebt, der - wie noch besprochen wird - jedoch nur näherungsweise erreicht werden kann. Bei diesem Einfach-Schergerät wird die seitliche Dehnungsbehinderung mittels einer Gummimembran erzwungen, in die eine Stahlspirale einvulkanisiert ist. Die Stahlspirale soll die Durchmesserkonstanz während des ganzen Versuchs gewährleisten, ohne die vertikalen Setzungen während der zuerst ausgeführten Konsolidation und die Scherverformungen während der dann folgenden "undrännierten" Scherbeanspruchung zu behindern. Um den wesentlich größeren experimentellen Aufwand zu vermeiden, der mit der Verwendung einwandfrei abgedichteter wassergesättigter Sandproben und der direkten Messung des bei der Scherbeanspruchung entstehenden Porenwasserdruckes verbunden ist, wurden Proben aus getrocknetem Sand untersucht und während der Scherphase die vertikale Belastung der Bodenprobe so gesteuert,

daß die Höhe der Probe und damit ihr Volumen konstant blieb entsprechend der Volumenkonstanz einer wirklich wassergesättigten Sandprobe ohne Drainage. Die Änderung der vertikalen Belastung entspricht dann dem Porenwasserüberdruck, der bei einem echten "undrained" Versuch mit einer wassergesättigten Probe entstehen würde.

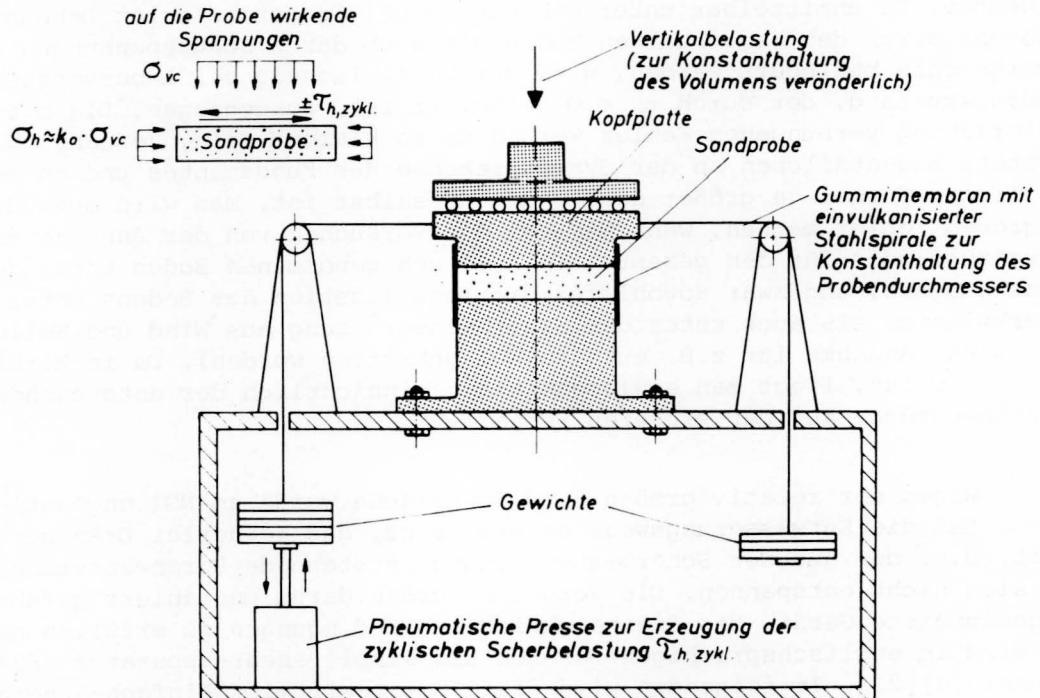


Abb. 4 Einfach-Schergerät des NGI nach [19]

Dieses Versuchsgerät ist bestechend einfach, jedoch auf Kosten zweier Ungenauigkeiten: Einmal gelingt es nicht, in der Bodenprobe den in der Natur vorhandenen homogenen Spannungszustand herzustellen, weil die den horizontalen Scherspannungen aus der Scherbelastung der Probenoberfläche an sich zugeordneten vertikalen Scherspannungen am Probenrand von der Gummimembran nicht in realistischer Weise aufgenommen werden können. (Um den Einfluß dieses Fehlers klein zu halten, wurden Probenabmessungen mit möglichst kleinem Verhältnis von Probenhöhe zu Durchmesser gewählt). Zum anderen wird die seitliche Dehnungsbehinderung der Probe mit der in die Gummimembran einvulkanisierten Stahlschnecke nicht mit ausreichender Genauigkeit erreicht. Versuche, über die noch besonders berichtet wird, zeigen nämlich, daß schon geringste Horizontaldehnungen insbesondere bei Sandproben mit erheblichen Änderungen der Horizontalspannungen einhergehen. Die Zuverlässigkeit, mit der die Porenwasserüberdrücke bei zyklischer Belastung experimentell bestimmt werden können, hängt also ganz entscheidend davon ab, daß die Durchmesser Konstanz genauer eingehalten wird als es mit der bewehrten Gummimembran erreichbar ist.

2.2.3 Das Einfach-Schergerät der BAW

Die Abbildungen 5 und 6 zeigen eine schematische Darstellung des Einfach-Schergeräts, das bei der BAW entwickelt und von der Firma Paul Stenzel, Hamburg, gebaut wurde. Wie in dem Gerät des NGI werden runde, flache Bodenproben verwendet, statt rechteckiger wie in den englischen Geräten [23]. Auf diese Weise ist der seitlich dichte Abschluß der Bodenprobe mit einer Gummimembran konstruktiv gerätetechnisch wesentlich leichter zu erreichen als bei

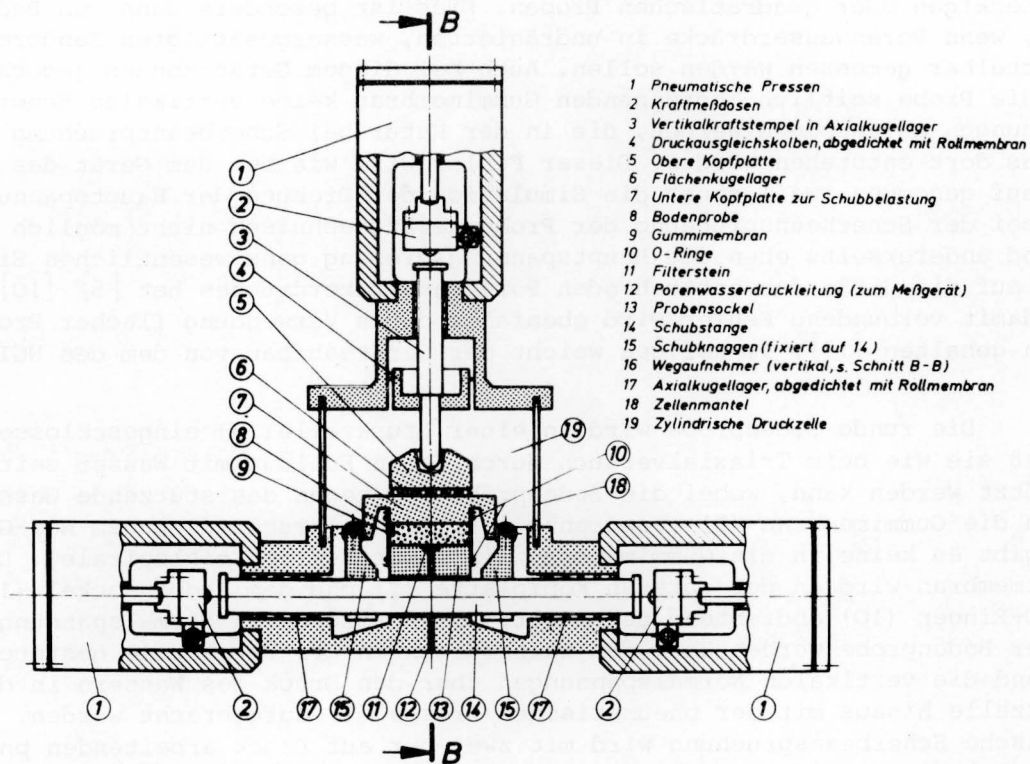


Abb. 5 Einfach-Schergerät der BAW, Schnitt A - A

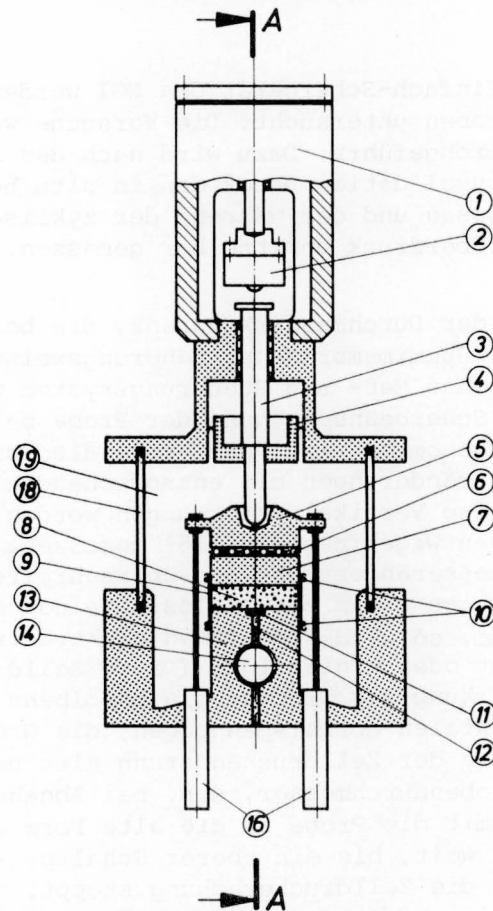


Abb. 6 Einfach-Schergerät der BAW, Schnitt B - B

rechteckigen oder quadratischen Proben. Dies ist besonders dann von Bedeutung, wenn Porenwasserdrücke in undrännierten, wassergesättigten Sandproben unmittelbar gemessen werden sollen. Auch bei diesem Gerät können jedoch an der die Probe seitlich begrenzenden Gummimembran keine vertikalen Scherspannungen aufgenommen werden, die in der Natur bei Scherbeanspruchung des Bodens dort entstehen würden. Dieser Fehler wird wie bei dem Gerät des NGI in Kauf genommen, weil sonst die Simulation der Drehung der Hauptspannungen bei der Scherbeanspruchung der Probe gerätetechnisch nicht möglich wäre und andererseits eben die Hauptspannungsdrehung ganz wesentlichen Einfluß auf die Größe des entstehenden Porenwasserüberdruckes hat [5] [10] [11]. Der damit verbundene Fehler wird ebenfalls durch Verwendung flacher Proben klein gehalten [15]. Im übrigen weicht der Geräteaufbau von dem des NGI ab:

Die runde Bodenprobe wird in einer Druckzelle (19) eingeschlossen, so daß sie wie beim Triaxialversuch durch deren Füllung mit Wasser seitlich gestützt werden kann, wobei die Bodenprobe (8) gegen das stützende Wasser durch die Gummimembran (9) abgegrenzt ist. (Im Unterschied zu dem NGI-Gerät gibt es keine in die Gummimembran einvulkanisierte Stahlspirale). Die Gummimembran wird an der unteren Kopfplatte (7) und dem Probensockel (13) mit O-Ringen (10) abdichtend befestigt. Die horizontalen Normalspannungen in der Bodenprobe werden über den Wasserdruck in der Druckzelle gesteuert, während die vertikalen Normalspannungen über den Druck des Wassers in der Druckzelle hinaus mit der pneumatischen Presse (1) aufgebracht werden. Die zyklische Scherbeanspruchung wird mit zwei nur auf Druck arbeitenden pneumatischen Pressen (1) erzeugt. Die Bodenprobe erhält die Scherbeanspruchung über die untere Kopfplatte und die fest mit der Schubstange (14) verbundenen Schubknaggen (15).

Anders als im Einfach-Schergerät des NGI werden im Gerät der BAW wassergesättigte Sandproben untersucht. Die Versuche werden hier im strengen Sinne undränniert durchgeführt. Dazu wird nach der Sättigung der Probe mit Backpressure und Konsolidation unter den in situ herrschenden Spannungen die Dränage geschlossen und der während der zyklischen Scherbelastung entstehende Porenwasserüberdruck unmittelbar gemessen.

Die Einhaltung der Durchmesserkonstanz, die beim Gerät des NGI über die Stahlspirale in der Gummimembran nur näherungsweise erreicht wurde, wird hier über ein automatisches Meß- und Steuerungssystem wie folgt bewerkstelligt: Da die zyklische Scherbeanspruchung der Probe bei geschlossener Dränage ("undränniert") vorgenommen wird, die Probe also keine Volumenänderungen erfährt, sind Durchmesseränderungen mit entsprechenden Vertikalverformungen der Probe verbunden. Diese Vertikalverformungen werden mit wasserdruckunempfindlichen, induktiven Wegaufnehmern (16) gemessen. Kommt es nun während des Versuches zu Durchmesseränderungen und überschreiten die damit einhergehenden Vertikalverformungen einen zur Auslösung eines Schaltimpulses notwendigen Betrag von 10^{-4} mm, so wird über einen elektronischen Grenzwertschalter der Zelldruck erhöht oder erniedrigt. (Diese Zelldruckänderung führt wegen der Kompensationswirkung des Druckausgleichkolbens (4) lediglich zu einer Änderung der horizontalen Normalspannungen, die Größe der vertikalen Normalspannung bleibt von der Zelldruckänderung also unbeeinflusst). So wird z.B. bei zunehmendem Probendurchmesser, d.h. bei Abnahme der Probenhöhe, der Zelldruck erhöht und damit die Probe in die alte Form gebracht. Diese Druckerrhöhung erfolgt nun so weit, bis ein oberer Schalterpunkt der Vertikalverformung erreicht wird, der die Zelldruckerhöhung stoppt. Da die Differenz zwischen Ein- und Ausschalterpunkt in der Größenordnung von 10^{-4} mm liegt, ist die Durchmesserkonstanz sehr gut anzunähern. Zudem hat das Gerät den Vor-

teil, daß die Größe der horizontalen Normalspannung und damit auch ihr Einfluß auf den Porenwasserüberdruck während der zyklischen Scherbelastung meßbar ist.

Dieser Steuerungsvorgang zur Konstanthaltung des Probendurchmessers D kann auch zur Simulation der Konsolidation unter Ruhedruckbedingungen angewandt werden. Der Grenzwertschalter "vergleicht" dabei die Änderung der Probenhöhe Δs mit der Menge des ausgepreßten Porenwassers V und steuert den Zelldruck nach, sobald die Differenz $(\Delta s \cdot \pi \cdot D^2/4 - V)$ einen zur Auslösung des Steuerimpulses notwendigen kleinen Betrag überschreitet. Der Messung des Porenwasservolumens dient ein besonders entwickeltes elektrisches Volumenmeßgerät [12]. Da jedoch geringe Unterschiede im Ruhedruckbeiwert bei der Konsolidation nur unwesentlichen Einfluß auf den beim Abscheren entstehenden Porenwasserüberdruck haben, wird im allgemeinen auf dieses Verfahren verzichtet und bei der Konsolidation mit vorgegebenem Verhältnis von σ_h zu σ_v gearbeitet und erst bei der undrännierten Scherbeanspruchung die K_0 -Bedingung exakt eingehalten.

Bei der Verwendung wassergesättigter Sandproben mit Porenwasserdruckmessung wird die die Probe umschließende Gummimembran bei Änderungen des Porenwasserüberdruckes mehr oder weniger in die Randporen des Sandes der Bodenprobe eingepreßt. In Abb. 7 wird dieser Sachverhalt schematisch dargestellt. Im Fall 1 im linken Teil der Abbildung wird der Zelldruck σ_h von der Gummimembran vollständig auf das Korngerüst übertragen, wenn zunächst einmal der Porenwasserüberdruck $\Delta u = 0$ angenommen wird. Die Gummimembran legt sich satt an die Randkörner an und wird um ein bestimmtes Maß in die Randporen des Korngerüsts eingepreßt. Wenn dann während des Versuches der Porenwasserüberdruck ansteigt, werden die im Fall 2 rechts im Bild gezeigten Änderungen der Membranverformungen eintreten. Es liegt auf der Hand, daß diese Änderungen den entstehenden Porenwasserüberdruck erheblich beeinflussen [9] [22].

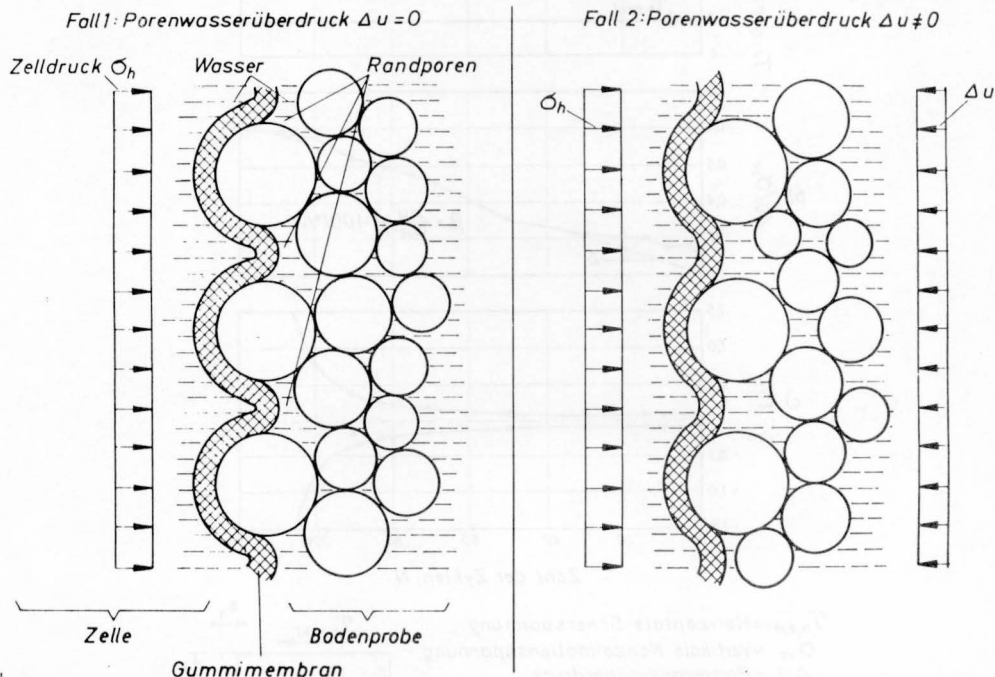


Abb. 7 Änderung der Einpressung der Gummimembran in die Randporen einer Bodenprobe bei undrännierten Scherversuchen mit der Änderung des Porenwasserüberdrucks Δu

Das geschieht in der Weise, daß ein Anstieg des Porenwasserdrucks die Membran aus den Randporen des Korngerüstes wieder herauspreßt und damit der Porenwasserdruck in einer der Wirklichkeit nicht entsprechenden Weise vermindert wird. Bei Mittelsand hat beispielsweise der durch die Membranverformungen verursachte Versuchsfehler die gleiche Größenordnung wie der gemessene Porenwasserüberdruck selbst. Als Abhilfe gegen diesen Fehler wurde folgende Maßnahme entwickelt: Um den Membraneinfluß - der umso größer wird, je grobkörniger der Sand der Probe ist - zu beseitigen, wird die Gummimembran vor dem Einbau der Sandprobe innen dünn mit Flüssiggummi bestrichen. Beim Aufbringen der Konsolidationsspannungen dringt dieser dann in die Randporen des Korngerüstes und erstarrt dort. Auf diese Weise gelingt es, den beschriebenen Fehler ganz wesentlich zu reduzieren. Das war ein wesentlicher Grund für die Abweichung vom Gerätekonzept des NGI.

2.4 Versuchsergebnisse

Für den Gleitsicherheitsnachweis bei der Forschungsplattform "NORD-SEE" standen 1973 nur Erkenntnisse aus Versuchsergebnissen des NGI zur Verfügung [1] [18] [19] [20] [21]. Diese Versuchsergebnisse mußten damals extrapoliert werden, weil sie auf ein für den vorliegenden Fall zu niedrigeres Scherspannungsniveau (vom erwähnten Ekofisk-Tank) ausgerichtet waren. Dieser offenbare Mangel war Hauptanlaß für den Bau des Einfach-Schergerätes der BAW. Die Versuche und Nachprüfungen mit diesem Gerät sind noch im Gange, so daß hier, um die Besonderheiten beim Gleitsicherheitsnachweis zeigen zu können, noch einmal auf die Versuchsergebnisse des NGI zurückgegriffen wird. Die Ergebnisse eines typischen zyklischen undrännierten Scherversuchs mit dicht gelagertem Nordseesand in dem Einfach-Schergerät des NGI zeigt die Abb. 8.

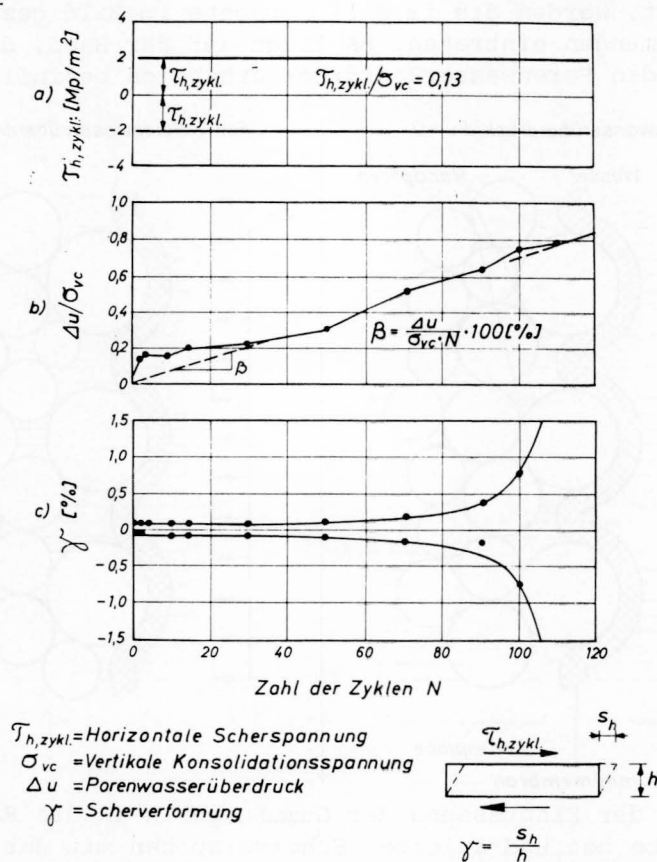


Abb. 8 Ergebnisse von zyklischen undrännierten Scherversuchen in einem Einfach-Schergerät mit dichtem Sand nach [1]

In Abb. 8a sind die horizontalen Verbindungslinien der Maxima und Minima der zyklischen Scherbelastung $\tau_{h,zykl}$ (definiert in Abb.3) über der Anzahl N der Belastungszyklen dargestellt. Der zyklischen Scherspannung von $\tau_{h,zykl} = \pm 0,2 \text{ kp/cm}^2$ entspricht dabei ein sogenanntes Scherspannungsniveau $\tau_{h,zykl} / \sigma_{vc} = 0,13$. Diese dimensionslose Darstellung ist üblich und zweckmäßig; entsprechend wird dann auch der bei zyklischen Scherversuchen entstehende Porenwasserüberdruck auf σ_{vc} bezogen. In Abb. 8b ist der Anstieg des Porenwasserüberdruckes Δu im Verlauf des Versuches dargestellt, wobei Δu auf die vertikale Konsolidationsspannung σ_{vc} bezogen wurde. Nach diesen Versuchsergebnissen steigt der bezogene Porenwasserdruck $\Delta u / \sigma_{vc}$ bis auf den Anfangsbereich von 20 Zyklen etwa linear mit der Zahl der Zyklen N an. Bei Linearisierung dieser Versuchskurve läßt sich die Steigung durch den Winkel β beschreiben, dessen Tangens dem Anstieg des bezogenen Porenwasserdruckes $\Delta u / \sigma_{vc}$ pro Belastungszyklus entspricht, d.h. $\tan \beta = \frac{\Delta u / \sigma_{vc}}{N}$.

Die Abb. 8c enthält die Scherdeformation γ über der Anzahl der Belastungszyklen. Während die Scherdehnungen ϵ_h bis zu 80 Zyklen nur sehr langsam zunehmen, steigt dann die Kurve steil an, und es kommt innerhalb von knapp 30 Zyklen zum Bruch der Probe. In Abb. 9 sind die Ergebnisse mehrerer solcher Versuche mit dichtem Sand dargestellt, die bei unterschiedlichem Scherspannungsniveau $\tau_{h,zykl} / \sigma_{vc}$ durchgeführt wurden. Auf der Abszisse ist das Scherspannungsniveau $\tau_{h,zykl} / \sigma_{vc}$ aufgetragen; die Ordinate enthält im logarithmischen Maßstab $\tan \beta$. Jeder Versuch bildet sich in diesem Diagramm als Punkt ab. Man erkennt, daß $\tan \beta$ stark mit dem Scherspannungsniveau $\tau_{h,zykl} / \sigma_{vc}$ anwächst.

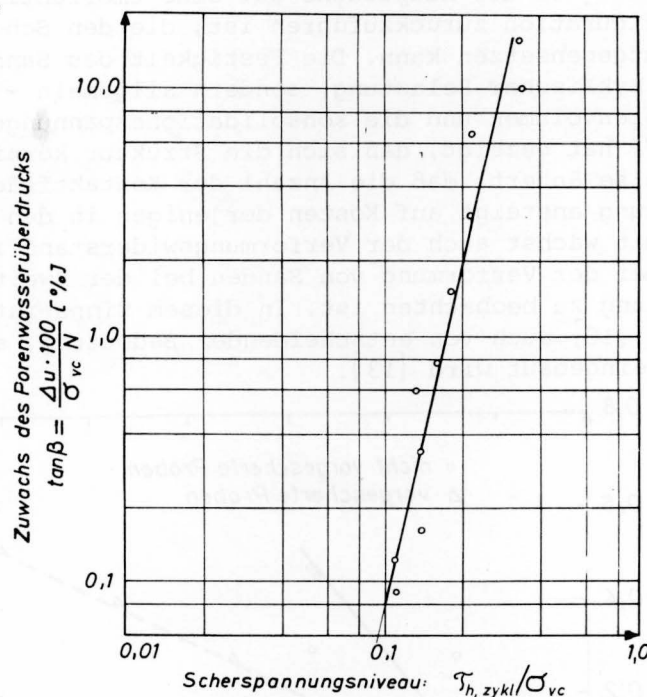


Abb. 9 Beziehung zwischen dem Porenwasserüberdruckanstieg und dem Scherspannungsniveau nach [19]

Eine weitere wichtige Erkenntnis aus diesen Versuchen betrifft die Belastungsvorgeschichte des Sandes. Schwergewichtsflachgründungen werden ja nicht nur den Belastungen eines Sturmes, sondern vielen Sturmperioden ausgesetzt, die von relativ ruhigen Perioden unterbrochen werden, in denen sich die Porenwasserüberdrücke entspannen können. Es ist daher von großem Interesse zu erfahren, welchen Einfluß eine Reihe von zyklischen undrännierten Belastungen mit anschließender Drainage auf das Verhalten eines Sandes haben. In Abb. 10 werden zur qualitativen Beantwortung dieser Frage die Versuchsergebnisse von zwei dazu am NGI ausgeführten Versuchstypen einander gegenübergestellt [18]. Die untere Kurve beschreibt den Anstieg des Porenwasserdruckes bei Versuchen, in denen dem Hauptversuch eine Vor-Scherbelastung (kurz "Vorscheren") von viermal 100 Zyklen vorausging, wobei die Drainage jeweils nach 100 Zyklen zur Porenwasserdruckentspannung geöffnet wurde. Auf diese Weise sollte die geringere Wellenbelastung während anfänglicher "durchschnittlicher" Wetterperioden gefühlsmäßig in Anlehnung an die Realität simuliert werden, die dem "Bemessungssturm" mit sehr hohen Belastungen (einschließlich der sogenannten "100-Jahres-Welle") vorangehen. Das Scherspannungsniveau $\tau_{h, \text{zykl.}} / \sigma_{vc}$ während dieses Vorscherens betrug nur 0,04, beim Hauptversuch 0,08 und mehr. Bei der oberen Kurve handelt es sich dagegen um Versuche, denen kein Vorscheren mit Drainage vorausging. Man sieht, daß diese Art der Vorbelastung den Aufbau des Porenwasserdruckes erheblich reduziert; der Faktor beträgt etwa 3. Während man anfangs annahm, daß dieser Effekt lediglich das Resultat einer Verdichtung des Sandes sei, zeigte sich jedoch bald, daß die Volumenänderungen nach dem Vorscheren so gering sind, daß sie die recht erheblichen Verbesserungen des Scherwiderstandes des Sandes nur zum Teil erklären. Als zutreffendere Erklärung wurde gefunden, daß der zunehmende Widerstand gegen die zyklische Scherbeanspruchung in der Hauptsache auf eine Umorientierung in der Kornstruktur bzw. -konfiguration zurückzuführen ist, die den Scherbelastungen größeren Widerstand entgegensetzen kann. Die Festigkeit des Sandes ist - und das gilt nicht nur bei zyklischer Belastung, sondern allgemein - also nicht eindeutig durch das Porenvolumen und die Konsolidationsspannungen bestimmt. Schon WIENDIECK [27] hat gezeigt, daß sich die Struktur körniger Medien bei Belastung in der Weise ändert, daß die Anzahl der Kontaktflächennormalen in der Belastungsrichtung ansteigt auf Kosten derjenigen in den dazu orthogonalen Richtungen. Damit wächst auch der Verformungswiderstand in Belastungsrichtung, wie sie bei der Verformung von Sanden bei der Zweitbelastung gegenüber der Erstbelastung zu beobachten ist. In diesem Sinne ist neben der Belastungsvorgeschichte [18] auch von entscheidender Bedeutung, auf welche Weise die Probe im Labor eingebaut wird [13].

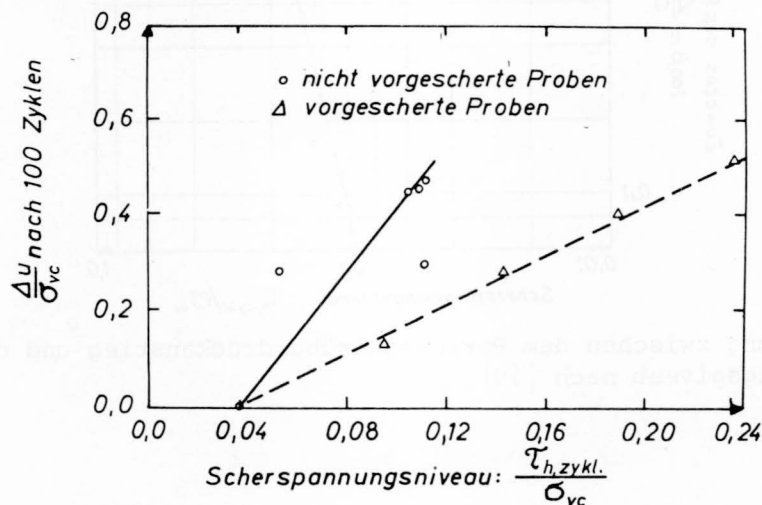


Abb. 10 Beziehung zwischen dem Porenwasserüberdruck und dem Scherspannungsniveau bei vorgescherten und nicht vorgescherten Proben nach [18]

3. Anwendung der Versuchsergebnisse beim Gleitsicherheitsnachweis für die Forschungsplattform "NORDSEE"

Wie eingangs dargestellt, setzen die unter zyklischer Scherbelastung in der Fundamentsohle entstehenden Porenwasserüberdrücke Δu die Gleitsicherheit des Bauwerkes herab, weil eine Bodenpressung σ um Δu auf die sogenannte wirksame oder effektive Spannung $\sigma' = \sigma - \Delta u$ reduziert wird; Entsprechendes gilt dann für die mobilisierbare Reibung $\tau = (\sigma - \Delta u) \cdot \tan \rho = \sigma' \cdot \tan \rho$, von der die Horizontalbelastung der Konstruktion aus Wind und Wellen aufgenommen werden muß. Voraussetzung eines zutreffenden Gleitsicherheitsnachweises ist somit eine Methode zur sicheren Abschätzung der Porenwasserüberdrücke.

Als erster hat BJERRUM [1], bis zu seinem frühen Tode 1973 Direktor des NGI, vorgeschlagen, wie die während eines Sturmes entstehenden Porenwasserüberdrücke beim Standsicherheitsnachweis flachgegründeter off-shore-Bauwerke berücksichtigt werden sollen. Bei Berechnungen von erdbebengefährdeten Bauwerken wird im allgemeinen eine Standsicherheitsuntersuchung in totalen Spannungen durchgeführt [14] [16] [25]. Dabei werden die im Boden während eines Erdbebens auftretenden Scherspannungen mit denen verglichen, die in einer Bodenprobe während eines zyklischen Scherversuches Verflüssigung erzeugen. BJERRUM dagegen hat eine Standsicherheitsanalyse mit effektiven Scherparametern unter Berücksichtigung des entstehenden Porenwasserüberdruckes vorgeschlagen, die eine genaue Bestimmung der Gleitsicherheit ermöglicht.

Das Verfahren von BJERRUM stellt in vereinfachter Weise die Verbindung von Laborversuch und praktischer Anwendung der Versuchsergebnisse her. Die Besonderheiten der Forschungsplattform Nordsee erforderten - wie schon erwähnt - jedoch etliche Modifikationen des vom NGI angegebenen Verfahrens, und es erscheint nützlich, vom Ansatz des NGI ausgehend, die von der BAW vorgenommenen Modifikationen darzustellen.

Ausgangspunkt einer Standsicherheitsuntersuchung ist die Annahme eines sogenannten Bemessungssturmes. Ausgehend von umfangreichen statistischen Auswertungen von Wind- und Wellenmessungen läßt sich ein Bemessungssturm von solcher Stärke definieren, wie er nur alle 100 Jahre in dem betreffenden Seegebiet auftritt und für den ein off-shore-Bauwerk bemessen werden muß. Zu den interessierenden Daten gehören die Dauer des Sturmes, die Wellenhöhen und ihre Verteilung über die Zeit sowie die Wind- und Wellengeschwindigkeiten.

Bei der Berechnung für die Forschungsplattform NORDSEE sind zunächst nur die Wellen sortiert nach ihrer Höhe und mit ihrer Anzahl unabhängig von ihrer tatsächlichen Folge verwendet worden, wobei ihre Porenwasserdruckwirkungen einfach addiert worden sind. Dementsprechend enthält die erste Spalte der Tabelle 1 die einzelnen Bereiche der Wellenhöhen und in der zweiten Spalte die Anzahl N der Wellen des entsprechenden Wellenhöhenbereiches. Diesen mittleren Wellenhöhen der einzelnen Wellenhöhenbereiche entspricht eine mittlere maximale und eine - entgegengesetzt gerichtete - mittlere minimale Horizontalbelastung H_{\max} und H_{\min} des Bauwerkes, die mit den üblichen und bekannten Näherungsmethoden berechnet werden. Wie man sieht, schwankt aufgrund der Abmessungen der Forschungsplattform "NORDSEE" die Horizontalbelastung nicht um Null, sondern um einen mit der Wellenhöhe zunehmenden Wert. Zum Zweck der dimensionslosen Darstellung bezieht man die den halben Amplituden der Horizontalkraft-Zyklen entsprechenden Schubspannungen auf die vertikalen Normalspannungen aus Eigengewicht und erhält Spalte 5. Die so errechnete Größe entspricht mechanisch dem Scherspannungsniveau, bei dem die Versuche gemäß Abschnitt 2.4 durchgeführt worden sind.

(Da bei der Gleitsicherheitsberechnung, um die es hier geht, von einem potentiellen Bruchzustand ausgegangen wird und bei diesem τ proportional σ' ist, wird auch bei allen diesen Berechnungen davon ausgegangen, daß das Verhältnis von Scherspannungen zu Normalspannungen in der Sohlfuge konstant ist, d.h. die Verteilung der mobilisierten Scherspannungen immer geometrisch ähnlich der Verteilung der vorhandenen Normalspannungen ist). Aus der Abb. 9 kann man nun für jedes Scherspannungsniveau den zugehörigen Anstieg des bezogenen Porenwasseranstiegs pro Belastungszyklus ($\tan \beta$) entnehmen. Diese Werte enthält Spalte 6. Dem Verfahren des NGI folgend sind diese $\tan \beta$ -Werte mit der Anzahl der Wellen des entsprechenden Wellenhöhenbereiches multipliziert worden. Das Produkt (in Spalte 7) entspricht - bei Annahme der erwähnten linearen Superponierbarkeit der Wirkung jeder einzelnen Welle - dem bezogenen Porenwasserüberdruck $\Delta u/\sigma_{vc}$, der unter dem Fundament durch die zyklische Belastung aller Wellen dieses Wellenhöhenbereiches entwickelt wird. Nimmt man ungünstig an, daß während des Sturmes die Wellenhöhen linear von 0 auf 25 m zunehmen, daß also die höchste Welle am Schluß des Sturmes auftritt, so ist die Summe der bezogenen Porenwasserdrücke aller Wellenhöhenbereiche in Spalte 7 gleich dem Porenwasserüberdruck in der Sohle am Ende des Bemessungssturmes. Es zeigt sich sofort, daß die Anwendung dieses vom NGI praktizierten Verfahrens schon bei Wellenhöhen zwischen 4,0 m und 8,0 m in diesem Fall bezogene Porenwasserdrücke von über 100 % ergeben. Das heißt, die Plattform würde schon bei kleinen Stürmen nicht mehr stand-sicher sein.

An diesem Punkt erhebt sich die Frage, ob dieses Verfahren ausreichende Wirklichkeitsnähe besitzt. Offenbar liegt es weit auf der sicheren Seite, so daß es in vielen Fällen zu unzumutbaren konstruktiven Lösungen führt, die wirtschaftlich nicht vertretbar sind. Die Ursache dafür sind zwei Voraussetzungen dieses Verfahrens, die dazu führen, daß bei langdauernden Stürmen sich fast jede Flachgründung rechnerisch als nicht standsicher erweist. Erstens geht das Verfahren davon aus, daß während des Sturmes keinerlei Entspannung des Porenwasserüberdruckes stattfindet, was bei Stürmen von über 24 Stunden Dauer selbst bei großflächigen Gründungen auf Sand unrealistisch ist. Zweitens werden die Porenwasserüberdrücke der einzelnen Wellenbelastungen linear superponiert, d.h. es wird die Annahme getroffen, daß unter wiederholten Scherbeanspruchungen gleicher Größe immer wieder gleiche Porenwasserüberdruck-Inkrementen entstehen (siehe Spalte 6 von Tabelle 1). Die Zulässigkeit dieser Verfahrensweise wurde aus dem linearen Verlauf von $\Delta u/\sigma_{vc}$, wie er auf Abb. 8b gezeigt ist, gefolgert. MOUSSA [21] hat die Annahme dieser Linearität dann am NGI selbst noch einmal nachgeprüft, indem er die gesamte Spannungsgeschichte einer Sandprobe während eines Sturmes simuliert hat. Dabei ist das Scherspannungsniveau $\tau_{h,zykl}/\sigma_{vc}$ entsprechend dem Anstieg der Wellenhöhen bzw. der entsprechenden Horizontalkraftamplituden während eines Sturmes geändert worden. Dabei stellte er fest, daß der Verlauf von $\Delta u/\sigma_{vc}$ nicht wie auf Abb. 8b grundsätzlich als linear angenähert werden darf. Unterhalb eines Schwellenwertes des Scherspannungsniveaus von etwa 0,08 strebt der Porenwasserüberdruck, ausgedrückt durch $\Delta u/\sigma_{vc}$, asymptotisch einem Grenzwert zu. Erst oberhalb dieses Schwellenwertes kann man eine näherungsweise lineare Entwicklung von $\Delta u/\sigma_{vc}$ erkennen, die jedoch mit kleineren Werten von $\tan \beta = \Delta u/\sigma_{vc}/N$ verbunden ist, als sie auf der zunächst vom NGI angegebenen Abb. 9 ohne Rücksicht auf die Spannungsgeschichte während eines Sturmes zugrunde gelegt waren und die in Spalte 6 von Tabelle 1 verwendet wurden. Vergleicht man nun die $\tan \beta$ -Werte der Untersuchungen mit und ohne Berücksichtigung dieser Spannungsgeschichte, so erhält man im ersten Fall nur etwa 1/6 der Werte des zweiten.

T a b e l l e 1

Berechnung des Porenwasserüberdrucks in der Gründungssohle der Forschungsplattform "NORDSEE" infolge Horizontalbelastung durch Wellen eines Jahrhundertsturms

Wellenhöhen- bereich (m)	Anzahl N	Horizontalbelastung		$\tau_{h,zykl}/\sigma_{vc}$	tan β	$\Delta u/\sigma_{vc}$ [%]	tan β korrr = (tan β)/6	$\Delta u/\sigma_{vc}$ [%]
		H _{max} (Mp)	H _{min} (Mp)					
1	2	3	4	5	6	7	8	9
4,0 - 8,0	4400	995	- 383	0,07	0,13	100	0,02	1
8,0 - 12,0	1740	1640	- 633	0,12	0,31	100	0,05	1
12,0 - 16,0	640	2465	- 950	0,17	1,30	100	0,22	5
16,0 - 20,0	177	3305	-1273	0,23	3,50	100	0,6	12
20,0 - 23,0	35	3925	-1520	0,28	6,00	100	1,0	18
23,0 - 25,0	7	4390	-1690	0,31	10,00	70	1,33	26

Damit ist bewiesen, daß die lineare Superposition der Wellenwirkungen nach ihrer Größe und Anzahl nicht ausreicht, sondern die zeitliche Folge der Wellen künftig Berücksichtigung finden muß, wie es in dem erwähnten Testfall von MOUSSA bereits geschehen ist. Im Falle der Forschungsplattform NORDSEE war dies mangels geeigneter Geräte nicht möglich, so daß die einzige damals beschaffbare Information zur Korrektur der mit linearer Superposition erhaltenen tan β -Werte in Spalte 6 von Tabelle 1 nur in der Form berücksichtigt werden konnte, daß diese Werte durch 6 dividiert wurden (siehe die Werte in Spalte 8).

Darüberhinaus wurde die noch während eines Sturmes stattfindende Entspannung der entstandenen Porenwasserdrücke nach der Konsolidationstheorie berücksichtigt. Zu diesem Zweck benötigt man nun über die Zeitfolge der Wellen bzw. ihrer Höhe hinaus auch die Dauer, die den Wellenwirkungen des Entwurfssturmes zugeordnet ist. Wie in anderen Fällen zunehmender Belastung eines konsolidierenden Untergrundes werden diese in aufeinanderfolgenden Laststufen angemessener Größe zerlegt. Bei konstanten Werten der Steifezahl E_s , der Poissonschen Konstanten m und des Darcyschen Durchlässigkeitsbeiwertes k dürfen dann die Konsolidationsvorgänge für die einzelnen Laststufen, d.h. auch die zeitabhängigen Porenwasserüberdruckwerte Δu superponiert werden. (DAVIS und POULOS [3] geben in ihrer Arbeit für unterschiedliche Entwässerungs-Randbedingungen und Fundamentabmessungen Konsolidationskurven in dimensionsloser Form an, die eine einfache näherungsweise Berechnung des Porenwasserüberdruckes gestatten).

In der letzten Spalte der Tabelle 1 sind die so ermittelten bezogenen Porenwasserüberdrücke dargestellt. Man erkennt, daß in den unteren Wellenhöhenbereichen die Porenwasserdrücke klein bleiben, dann aber schnell zunehmen. Für die Wellen von 23,0 bis 25,0 m Höhe ergibt die beschriebene Näherungsberechnung einen Grenzwert von $\Delta u/\sigma_{vc} = 26,0$ %. Dem entsprach für eine 25,0 m Welle am Ende des Sturmes eine Gleitsicherheit von

$$\eta = \frac{R_{\text{mögl}}}{R_{\text{max}}} = \frac{(\sigma_{vc} - \Delta u) \cdot \tan \rho}{\tau_{\text{max}}} = 1,1.$$

4. Weitergesteckte Versuchsziele

Die bisher vorliegenden Versuchsergebnisse zeigen, daß die Porenwasserdrücke bei zyklischem Belastungswechsel um einen Wert verschieden von Null niedriger sind als beim Belastungswechsel um Null. Danach liegen die im Gründungsgutachten ermittelten Porenwasserüberdrücke auf der sicheren Seite, weil mit Werten für den Porenwasserdruckanstieg pro Zyklus ($=\tan \beta$) gerechnet wurde, die aus Versuchen stammten, bei denen die zyklischen Scherspannungen anders als bei der Forschungsplattform NORDSEE um Null oszillierten. Dieser Frage muß systematisch weiter nachgegangen werden.

Genau wie ein Festigkeitsgewinn aus der Konsolidation des Baugrundes unter vorangegangenen leichteren Stürmen bei folgenden schweren für die Standsicherheit des Bauwerkes von Vorteil ist, gilt dies auch für die Konsolidation während der zyklischen Scherbelastung im Verlauf eines Sturmes. Das ist insofern von Bedeutung, als beim Bauwerksentwurf der Gleitsicherheitsnachweis für den ungünstigen Fall von schweren Stürmen (mit der Jahrhundertwelle) schon unmittelbar nach Baufertigstellung ausgegangen werden muß.

Wie der in Abb. 10 dargestellte Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen von zur Simulation leichter vorangegangener Stürme vorgescherten und anschließend dränierte Proben einerseits und den nicht vorgescherten Proben andererseits zeigt, nimmt der Anstieg des Porenwasserüberdruckes bei den vorgescherten Proben stark ab, da sich durch die Scherbelastung und die Dränage die Kornstruktur der Probe derart ändert, daß sie der folgenden zyklischen Scherbelastung größeren Widerstand entgegensetzt. Ein solcher Zuwachs an Scherfestigkeit infolge der Konsolidation im Verlaufe eines Sturmes selbst wurde bisher nicht berücksichtigt. Dies soll in weiteren Versuchen näher untersucht werden.

Eine weitere offene Frage ist, ob man - wie es nach den ersten vom NGI bzw. von BJERRUM entwickelten Vorstellungen schien - bei ein und demselben Bemessungssturm mit einigen Versuchsreihen ein für allemal genügend Versuchsdaten in dimensionsloser Darstellung zur Verfügung stellen kann, mit denen dann die Gleitsicherheit aller möglichen Bauwerke beurteilbar ist, oder ob man nicht für jede Flachgründung mit seiner speziellen Geometrie aufs neue Versuche ausführen muß.

Mit der Klärung dieser Fragen beschäftigt sich zur Zeit die BAW im Rahmen eines Forschungsvorhabens, das vom Bundesministerium für Forschung und Technologie finanziert wird. Einen Beitrag dazu leistet auch der Germanische Lloyd. Zu diesem Zweck wurde das im Text beschriebene Einfach-Schergerät entwickelt und gebaut.

5. Schrifttum

- [1] BJERRUM : Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea.
Geotechnique 23 (1973) No.3, S.319-358
- [2] BJERRUM, : Direct simple-shear tests on a Norwegian quick
LANDVA clay.
Geotechnique XVI (1966) S.1
- [3] DAVIS, : Rate of settlement under two- and three-dimen-
POULOS sional conditions.
Geotechnique 22 (1972) No.1, S.95
- [4] DUNCAN, : Behaviour of soils in simple shear tests.
DUNLOP Proc. JCSMFE, Mexiko (1969) Bd. 1, S. 101
- [5] DUNCAN, : Anisotropy and stress reorientation in clay.
SEED Proc. ASCE, SM 5 (1966), S.21
- [6] EIDE : Marine soil mechanics, applications to the
North Sea offshore structures.
NGI-Publications (1974) No.103
- [7] FINN, : Effect of strain history on liquefaction of
BRANSBY, sand.
PICKERING Proc. ASCE, SM 6 (1970), S.1917
- [8] FINN, : Sand liquefaction in triaxial and simple shear
PICKERING, tests.
BRANSBY Proc. ASCE, SM 4 (1971), S.639
- [9] FRYDMAN, : The membrane effect in triaxial testing of
ZEITLEN, granular soils.
ALPAN Journ.of Testing and Evaluation 1(1) (1973),
S.3
- [10] GOLDSCHIEDER : Dilatanzverhalten von Sand bei geknickten Ver-
formungswegen.
Mech.Res.Comm.Vol.2 (1975), S.143
- [11] HANSEN, : Undrained shear strength of anisotropically
GIBSON consolidated clays.
Geotechnique, Vol. 1, No.3 (1949), S.189-204
- [12] KIEKBUSCH : Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim
Triaxialversuch.
Mitt.Blatt der BAW (1976), H. 41
- [13] LADD : Specimen preparation and liquefaction of sands.
Proc. ASCE, GT 10 (1974) S.1180
- [14] LEE, : Liquefaction potential at Ekofisk tank in North
FOCHT Sea.
Proc. ASCE, GT 1 (1975) S.1

- [15] LUCKS : Stress condition in NGI simple shear test.
Proc. ASCE, SM 1 (1972), S.155
- [16] MARTIN, : Fundamentals of liquefaction under cyclic
FINN, loading.
SEED Proc. ASCE, GT 5 (1975) S.423
- [17] NADAI : Theory of flow and fracture of Solids.
Mc Graw Hill, Vol. 1 (1950) S.109
- [18] MOUSSA : Effect of stress history on cyclic shear
strength of sand.
1st Baltic Conf. Soil Mech. Danzig, Vol.II
(1975),S.291
- [19] MOUSSA : Undrained shearing resistance of sand to
cyclic loading followed by static simple
shear loading.
Manuskript für Archiwum Hydrotechn. (1974),
Polen
- [20] MOUSSA : Unequally reversible cyclic simple shear
loading on sand under no volume change condi-
tion.
Unveröffentl. Bericht (1974)
- [21] MOUSSA : Shearing resistance of sand to sea storms.
Manuskript für Proc. ASCE,1974
- [22] NEWLAND, : Volume changes during undrained triaxial tests
ALLELY on saturated dilatant granular materials.
Geotechnique IX, (1959), S.174
- [23] ROSCOE : An apparatus for the application of simple
shear to soil samples.
Proc. 3rd JCSMFE, Bd. 1 (1953),S.186
- [24] PEACOCK, : Sand liquefaction under cyclic loading simple
SEED shear conditions.
Proc. ASCE, SM 3 (1968), S.689
- [25] SEED, : Simplified procedure for evaluating soil
IDRISS liquefaction.
Proc. ASCE, 1971, SM 9, S.1249
- [26] SEED, : Test procedures for measuring soil liquefac-
PEASOCK tion characteristics.
Proc. ASCE, SM 8 (1971), S.1099
- [27] WIENDIECK : Zur Struktur körniger Medien.
Die Bautechnik (1967) Nr. 6, S.196.

Dipl.-Ing. K.-D. H a u ß

BEISPIELE FÜR DIE ANWENDUNG STATISTISCHER METHODEN IN DER BODENMECHANIK

Examples for the use of statistical methods
in soil mechanics

Zusammenfassung

In dem Aufsatz wird anhand einiger Beispiele die Anwendung statistischer Verfahren zur Herleitung von Korrelationen zwischen bodenmechanischen Kennwerten gezeigt. Neben der theoretischen Herleitung wird vor allem auf die Anwendungsgrenzen der einzelnen Verfahren anhand von drei praktischen Beispielen hingewiesen.

Summary

In this report the application of statistical methods to find correlations between soil parameters is shown. After a theoretical deduction the methods and their limits are shown in three examples.

I n h a l t

	Seite
A Einleitung	101
B Theoretische Grundlagen	101
C Beispiele	104
1. Zusammenhang zwischen der Schlagzeit einer Schnellschlagsonde und der Schlagzahl der schweren Rammsonde (nach DIN 4094)	104
2. Zusammenhang zwischen lockerster und dichtester Lagerung und der Kornver- teilung eines sandigen Kiesel	105
3. Zusammenhang zwischen der Plastizität bindiger Böden und dem Winkel der inneren Reibung	107
D Literatur.	109

A Einleitung

Bei der Baugrunderkundung ist es nicht immer möglich, die Untersuchungen so zahlreich auszuführen, daß die Beanspruchungen des Baugrundes durch das Bauwerk und die daraus sich ergebenden Verformungen mit absoluter Sicherheit ermittelt werden können.

Die Untersuchung muß sich dann darauf beschränken, einfach zu ermittelnde Daten des Baugrunds, wie etwa Wassergehalte, Konsistenzen, Porenziffern, Kalkgehalte in großer Zahl zu gewinnen. An ausgewählten, charakteristischen Proben sind dann einfache aber dennoch repräsentative Beziehungen zwischen diesen und komplizierter zu bestimmenden Baugrundeigenschaften, wie z.B. Scherfestigkeit, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit zu bestimmen, um so eine möglichst vollständige Beschreibung des Baugrundes zu erreichen.

Eine der Möglichkeiten, solche Beziehungen anzugeben und gleichzeitig deren Aussagekraft zu überprüfen, bietet die Statistik.

B Theoretische Grundlagen

Wird, beispielsweise aufgrund zahlreicher Erfahrungen, ein Zusammenhang zwischen bodenmechanischen Größen vermutet, so ermittelt man Wertepaare beider Kennwerte - hier allgemein x_i und y_i genannt - und trägt sie in einem Koordinatensystem auf. (Abb.1)

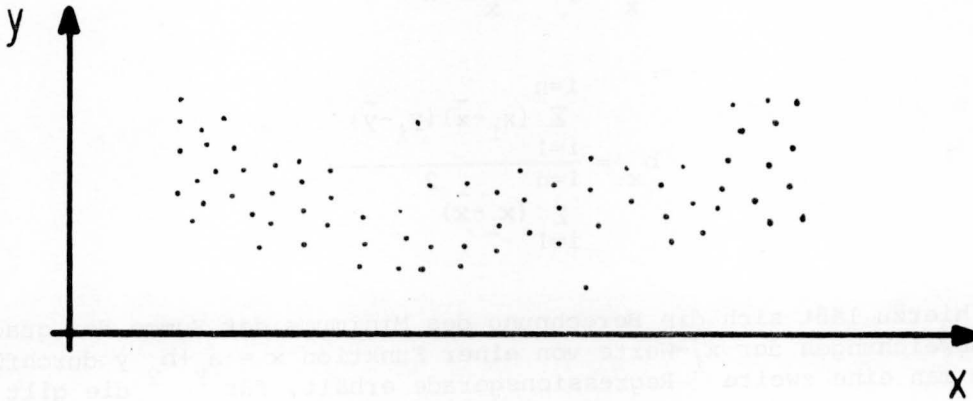


Abb. 1 Auftragung von Wertepaaren zur Ermittlung eines mathematischen Zusammenhanges

Die Auftragung läßt bereits erkennen, ob ein sinnvoller Zusammenhang besteht. Entsprechend wird eine Näherungsfunktion $y = f(x)$ gesucht, bei der die Abweichung von den gemessenen Einzelwerten möglichst klein ist. Da sich lineare Abweichungen nach der einen und anderen Seite eliminieren, wird die Summe der quadratischen Abweichungen ermittelt und daraus die Koeffizienten der Funktion $y = f(x)$ so bestimmt, daß diese Summe ein Minimum wird. Dazu wird sie partiell nach den Koeffizienten differenziert und die Ableitung gleich Null gesetzt.

Für den häufigen Fall der linearen Regression, bei der als Funktion eine Gerade gewählt wird, werden die Koeffizienten a_x und b_x der Funktion $y = a_x + b_x x$ so gewählt, daß die Summe der quadratischen Abweichungen (die Streuung) ein Minimum ist.

$$\sum_{i=1}^{i=n} (a_x + b_x \cdot x_i - y_i)^2 = \text{Min.}$$

Damit ergeben sich zwei Gleichungen, aus denen sich die beiden Koeffizienten bestimmen lassen.

$$\frac{\delta}{\delta a} \sum_{i=1}^{i=n} (a_x + b_x \cdot x_i - y_i)^2 = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\delta}{\delta b} \sum_{i=1}^{i=n} (a_x + b_x \cdot x_i - y_i)^2 = 0$$

Die Differentiation dieser beiden Gleichungen ergibt

$$-2 \sum_{i=1}^{i=n} (y_i - a_x - b_x \cdot x_i) = 0 \quad \text{und} \quad 2 \sum_{i=1}^{i=n} x_i (y_i - a_x - b_x \cdot x_i) = 0$$

Unter Verwendung der arithmetischen Mittelwerte \bar{x} und \bar{y} folgt

$$a_x = \bar{y} - b_x \cdot \bar{x}$$

mit

$$b_x = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2}$$

Analog hierzu läßt sich die Berechnung des Minimums der Summe der quadratischen Abweichungen der x_i -Werte von einer Funktion $x = a_y + b_y y$ durchführen, wodurch man eine zweite Regressionsgerade erhält, für y die gilt

$$a_y = \bar{x} - b_y \bar{y} \quad \text{mit} \quad b_y = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{i=n} (y_i - \bar{y})^2}$$

Diese beiden Regressionsgeraden schneiden sich in dem Punkt mit den Koordinaten \bar{x} und \bar{y} .

Die Parameter b_x bzw. b_y bezeichnet man als Regressionskoeffizienten. Sie geben jeweils den Anstieg der Geraden im zugehörigen Koordinaten-

system an. Ein Zusammenhang ist umso zutreffender durch die Regressionsgeraden $y = a_x + b_x \cdot x$ bzw. $x = a_y + b_y \cdot y$ dargestellt, je weniger die beiden Geraden voneinander abweichen. Das y läßt sich durch den Korrelationskoeffizienten

$$r_{xy} = b_x \cdot b_y$$

überprüfen. Er ist identisch gleich 1, falls die beiden Geraden zusammenfallen, was dann eintritt, wenn alle Punkte (x_i, y_i) auf dieser Geraden liegen.

Falls die Auftragung der Wertepaare nach Abb. 1 auf einen nichtlinearen Zusammenhang hinweist, bzw. der Korrelationskoeffizient unter einem vorgegebenen Mindestwert liegt, wird ein Polynom höheren Grades oder eine sonstige Funktion als Näherung gewählt, die dem durch die Punktschar gegebenen Trend besser entspricht.

Auch hierfür werden dann die Koeffizienten so bestimmt, daß die Summe der quadratischen Abweichungen der gemessenen Werte von den theoretischen Funktionswerten ein Minimum ergibt.

In manchen Fällen läßt sich eine Näherungsfunktion - bei einem vorgegebenen Mindestwert des Korrelationskoeffizienten - nicht ermitteln. Dann kann man für willkürlich festgelegte Bereiche den arithmetischen Mittelwert aus den Versuchswerten bestimmen. Diese Versuchswerte stellen jeweils eine Stichprobe aus der Grundgesamtheit aller möglichen Meßwerte dar. In Abhängigkeit von der Anzahl und Streuung der Versuchswerte läßt sich nach der Stichprobentheorie ein Sicherheitsbeiwert angeben, der garantiert, daß das arithmetische Mittel der Versuchswerte, dividiert durch diesen Sicherheitsbeiwert, nur mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit, der sog. Fraktile, vom Mittelwert unendlich vieler Versuche unterschritten wird. (Abb.2)

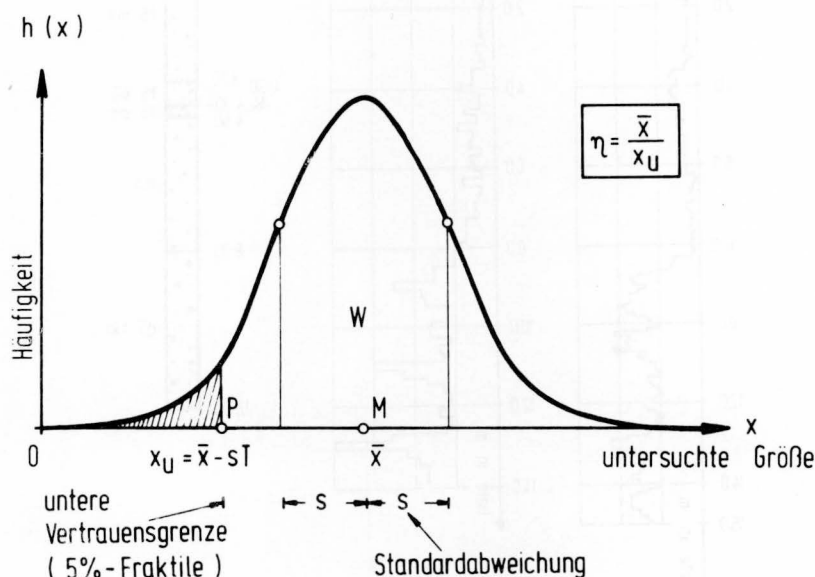


Abb. 2 Häufigkeitsverteilung der untersuchten Größe

C Beispiele

Im folgenden soll die Anwendbarkeit der geschilderten Verfahren für Belange des Erd- und Grundbaues anhand einiger Beispiele aufgezeigt werden.

1. Beispiel: Zusammenhang zwischen der Schlagzeit eines Schnellschlaghammers und der Schlagzahl der schweren Rammsonde (nach DIN 4094).

Vor einem Brückenwiderlager war der Untergrund an möglichst vielen Stellen auf Rammhindernisse entlang der geplanten Spundwand zu untersuchen. Darüber hinaus sollte ein grober Aufschluß über die Lagerungsverhältnisse des anstehenden rolligen Bodens gewonnen werden. Es war mit dem bauausführenden Amt vereinbart worden, hierfür einen Schnellschlaghammer - System Wacker BHF 25 - zu verwenden. Um diese Ergebnisse mit Rammsondierungen vergleichen zu können, die bereits entlang der gesamten Ausbaustrecke durchgeführt worden waren, sind vorweg je zwei Vergleichssondierungen sowohl mit Schnellschlaghammer (Spitzenfläche 5 cm^2) als auch mit der schweren Rammsonde (Spitzenfläche 15 cm^2) an unmittelbar benachbarten Versuchsstellen durchgeführt worden. Sie waren nur so weit voneinander entfernt, daß eine gegenseitige Beeinflussung durch den Rammvorgang ausgeschlossen werden konnte.

Aus dem Vergleich der Schlagzahlen der schweren Rammsonde pro 10 cm Eindringung (n_{10}) und der Rammzeit des Schnellschlaghammers ebenfalls pro 10 cm (t_{10}) in entsprechenden Tiefen (siehe hierzu Abb. 3) erhält man für die vorhandenen Bodenverhältnisse den in Abb. 4 dargestellten Zusammenhang, der auf eine etwa lineare Abhängigkeit hinweist.

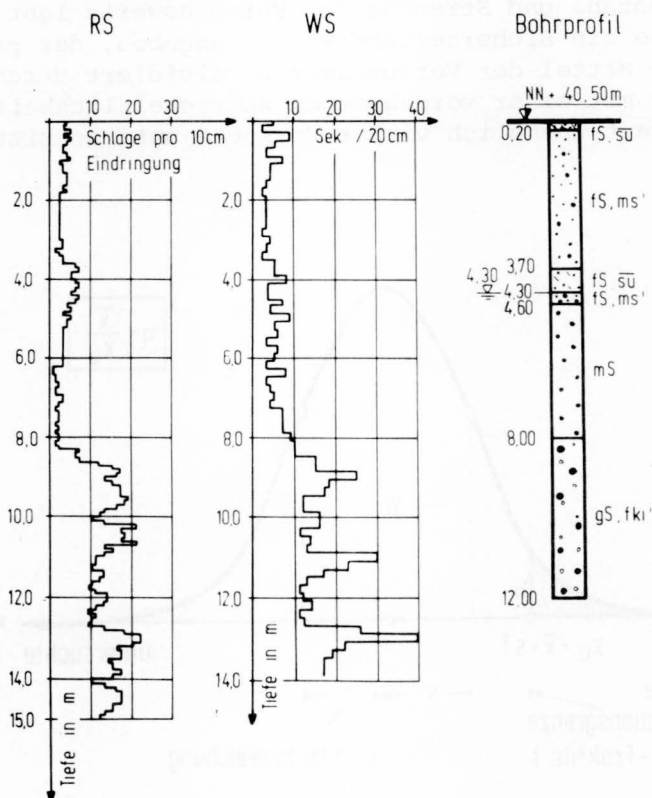


Abb. 3 Vergleichssondierungen zwischen dem Wacker-Hammer (WS) und der schweren Rammsonde nach DIN 4094 (RS) im Sand

Die daraufhin durchgeführte Berechnung der Regressionsgeraden ergab

$$t_{10} = 0,7 n_{10} + 0,7 \quad [\text{sec}]$$

bei einem Korrelationskoeffizienten $r = 90,75 \%$.

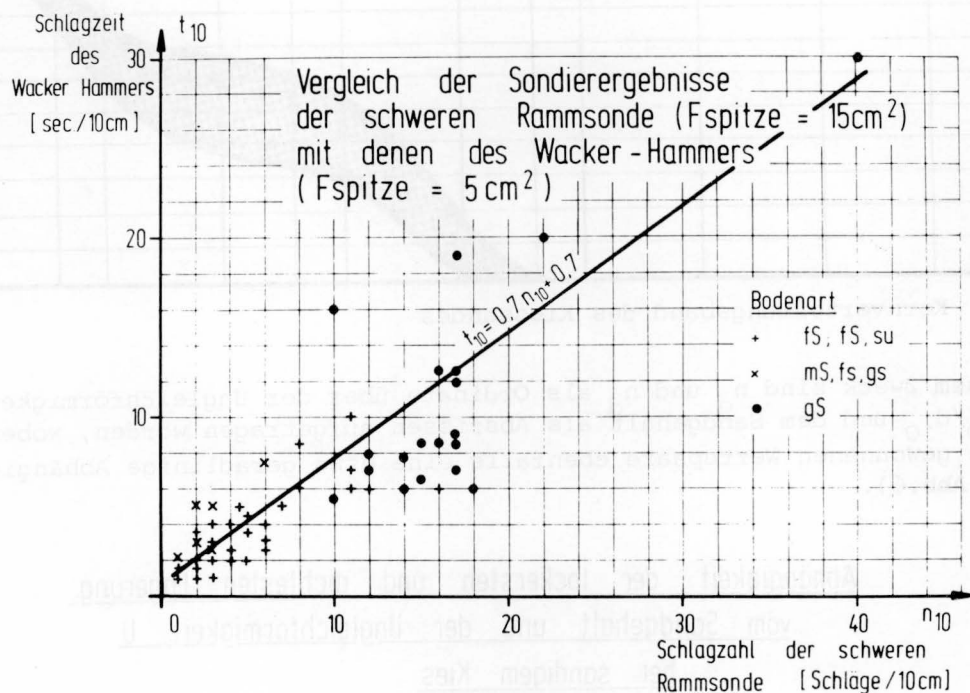


Abb. 4 Zusammenhang zwischen der Schlagzeit des Wackerhammers pro 10 cm Eindringung und der Schlagzahl der schweren Rammsonde pro 10 cm Eindringung (Wertepaare - als Versuchspunkte - mit der zugehörigen Regressionsgeraden)

Hiermit ist eine für bodenmechanische Untersuchungen gute Korrelation erreicht. Das Verfahren hat sich im vorliegenden Fall als praktikabel erwiesen.

2. Beispiel: Zusammenhang zwischen der lockersten und dichtesten Lagerung und der Kornverteilung eines sandigen Kiesel.

Bei dem in diesem Beispiel geschilderten Fall sollte die Verdichtbarkeit eines Kiessandes - Kornverteilung siehe Abb. 5 - untersucht werden, der als Gründungsebene für ein schweres Reaktorgebäude vorgesehen war. Dazu sind Proctorversuche und daneben die Lagerungsgrenzen als Eichversuche durchgeführt worden, nach denen die erreichte Dichte bzw. das dabei vorhandene Porenvolumen beurteilt werden konnte. Da diese Eichwerte jedoch von der Kornzusammensetzung abhängen, sind sie nicht für jede Einzeluntersuchung neu bestimmt worden. Stattdessen ist hier versucht worden, zwischen der Kornverteilung ausgewählter Proben und den Porenvolumina der

"lockersten und dichtesten Lagerung" dieser Proben eine Abhängigkeit zu ermitteln.

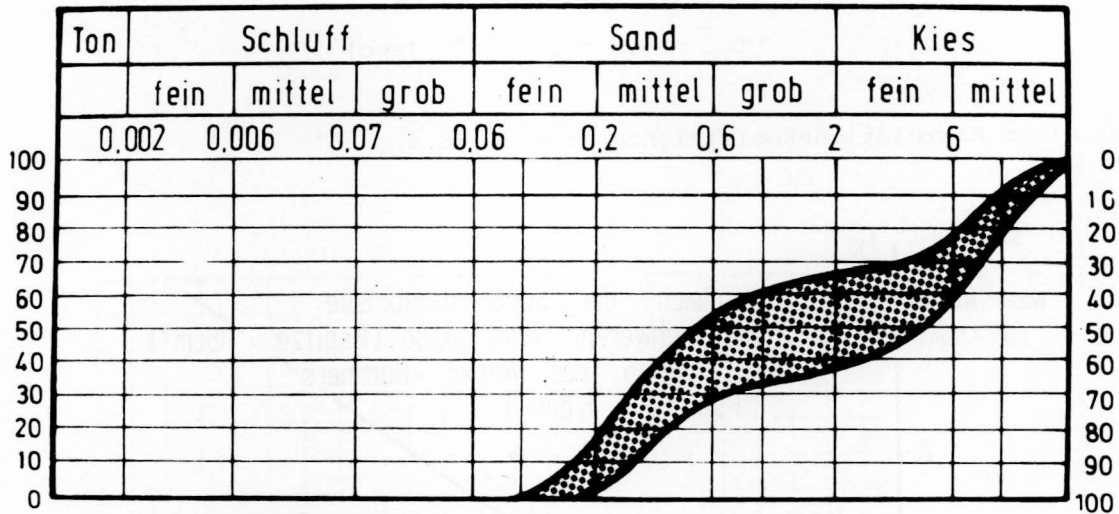


Abb. 5 Kornverteilungsband des Kiessandes

Zu diesem Zweck sind n_o und n_d als Ordinate über der Ungleichförmigkeit $U = d_{60}/d_{10}$ und dem Sandgehalt als Abszissen aufgetragen worden, wobei sich für die gewonnenen Wertepaare ebenfalls eine etwa geradlinige Abhängigkeit ergab (Abb.6).

Abhängigkeit der lockersten und dichtesten Lagerung vom Sandgehalt und der Ungleichförmigkeit U bei sandigem Kies

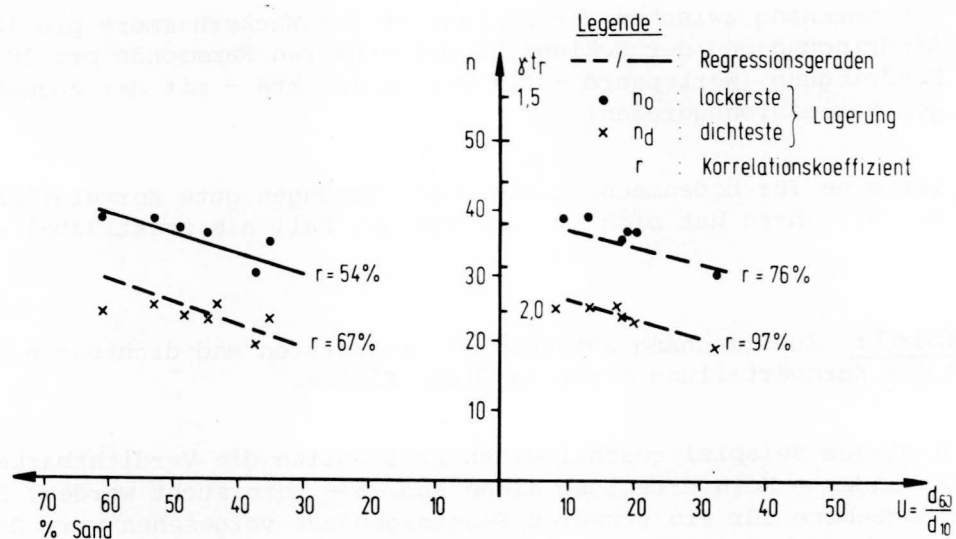


Abb. 6 Porenvolumina bei der "lockersten und dichtesten Lagerung" - n_o/n_d - in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad d_{60}/d_{10} und vom Sandgehalt eines Kiessandgemisches

Durch die Regressionsrechnung sind 4 Geraden ermittelt worden, die die Abhängigkeit der lockersten und der dichtesten Lagerung - n_u und n_d - vom Ungleichförmigkeitsgrad U sowie vom Sandgehalt in Prozent darstellen und ebenfalls in Abb. 6 eingetragen sind. Die jeweiligen Korrelationskoeffizienten sind an den entsprechenden Geraden angeschrieben. Sie liegen hier zwischen 54 und 97 Prozent.

Daraus ist zu ersehen, daß die Abhängigkeit der Lagerungsgrenzen vom Ungleichförmigkeitsgrad für das vorliegende Material stärker ist als z.B. vom Sandgehalt des Kiessandgemisches. Man kann also aus der Größe des Korrelationskoeffizienten den Grad der Abhängigkeit ablesen. Er dient somit als Hinweis darauf, ob die vermutete Korrelation sinnvoll ist, oder ob andere Einflußfaktoren noch zu untersuchen sind, die einen besseren Zusammenhang ergeben.

3. Beispiel: Zusammenhang zwischen dem Winkel der inneren Reibung und der Plastizitätszahl.

Dieser Zusammenhang ist bereits von mehreren Verfassern in ähnlicher Weise untersucht worden. Es ist nicht beabsichtigt, die bereits vorhandenen Ergebnisse durch diese Studie zu verbessern oder ein gleichwertiges hiermit vorzulegen. Es sollen vielmehr die in der Bundesanstalt für Wasserbau - Abteilung Erd- und Grundbau - durchgeführten Scherversuche einer Auswertung zugeführt werden, wie sie in Abschnitt B am Schluß erläutert worden ist. Zuerst wurde bereichsweise der arithmetische Mittelwert \bar{x} aus den Versuchswerten bestimmt. Anhand des Mittelwertes ist dann die Standardabweichung

$$s = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}$$

der einzelnen Versuchswerte innerhalb des jeweiligen Bereichs bestimmt worden. Daraus errechnet sich die untere Vertrauensgrenze $x_u = \bar{x} - s \cdot T$, wobei T eine Funktion der Überschreitungswahrscheinlichkeit (Fraktile) $(1-w)/2$ und der Probenanzahl ist. Als statistischer Sicherheitsbeiwert wird hierbei definiert $\eta = \bar{x}/x_u$. In Abb.8 ist das Ergebnis der auf diese Weise durchgeführten Untersuchung für die in Abb.7 dargestellten Versuchswerte aufgetragen. Der statistische Sicherheitsbeiwert liegt hierbei zwischen 1,05 und 1,15. Vergleicht man abschließend die statistisch ermittelten Werte des Reibungswinkels mit den tatsächlichen, so stellt man fest, daß teilweise noch erhebliche Differenzen auftreten können. Bei einem ausschließlichen Bezug auf den statistischen Mittelwert kann das zu einer erheblichen Fehleinschätzung des Reibungswinkels führen. In Abb.7 liegen die Extremwerte für $30 \% < J_p < 40 \%$ bei $\phi' = 36,5^\circ$ und $\phi' = 10^\circ$; der statistische Mittelwert (Grundwert) liegt jedoch zwischen 21° und 23° . Die starke Abweichung ist bei dem Versuch mit $\phi' = 10^\circ$ damit zu erklären, daß es sich um einen aktiven Ton mit einer Aktivitätszahl von

$$A = \frac{\text{Plastizität } J_p}{\text{Prozentsatz } < 0,002 \text{ mm}} = 1,48$$

handelt. Diese Tone zeichnen sich durch außergewöhnlich niedrige Reibungswinkel aus. Bei dem Versuch mit $\phi' = 36,5^\circ$ war ein Kalkgehalt von 32 % ermittelt worden. Der Kalk wirkt stabilisierend auf das Korngerüst und kann so zu einer erheblichen Erhöhung der Scherparameter führen.

Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Plastizitätszahl

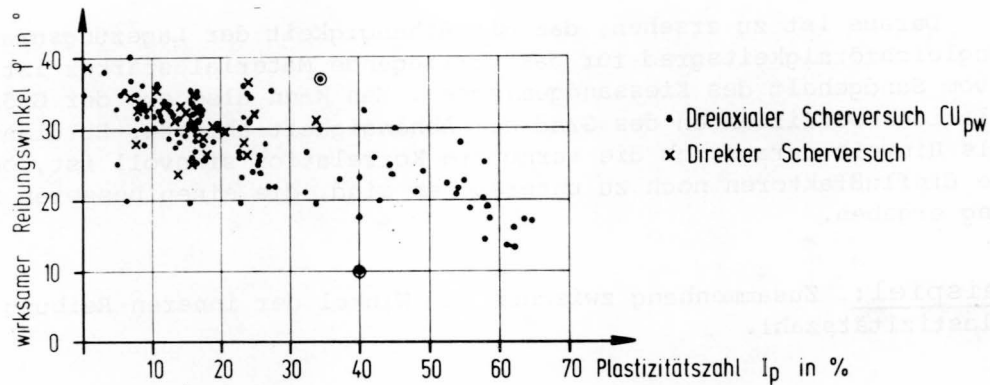


Abb. 7 Diagramm für die Abhängigkeit des wirksamen Reibungswinkels von der Plastizität

Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Plastizitätszahl

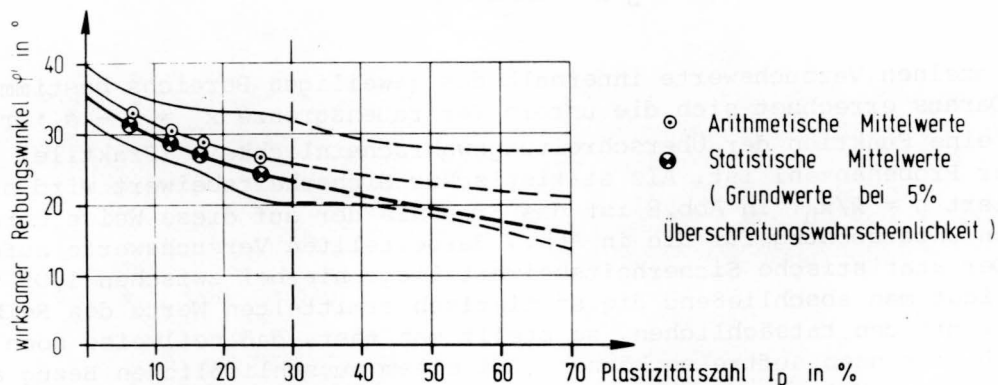


Abb. 8 Arithmetische und statistische Mittelwerte für die Abhängigkeit des wirksamen Reibungswinkels von der Plastizität

Diese beiden Beispiele haben gezeigt, daß mit Hilfe statistischer Verfahren Mittelwerte mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit angegeben werden können. Sogenannte Ausreißer werden jedoch auf diese Art nicht erfaßt.

Man wird also umgekehrt verfahren müssen und die gemessenen Versuchswerte an den statistischen Werten eichen, um so für die weitere Behandlung des Baugrundes geeignete Verfahren zielsicher auswählen zu können. Denn eines läßt sich durch diese statistischen Methoden nicht ersetzen: Die mitunter langjährige Erfahrung eines Fachmannes, die gerade durch die sogenannten Ausreißer geprägt wird.

D Literatur

- [1] EAU : Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufer-einfassungen", (1970), 4. Aufl., Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin, München, Düsseldorf
- [2] DIN 55 302, Bl. 1 : Statistische Auswertungsverfahren; Häufigkeitsverteilung, Mittelwert und Streuung; Grundbegriffe und allgemeine Rechenverfahren, Ausg. Nov. 1970
- [3] LANGEJAN, A., jr. : Some aspects of the safety factor in soil mechanics, considered as a problem of probability. Proc. 6. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Montreal 1965, Vol. II, page 500-502
- [4] LEUTZBACH, W. : Vorlesungsumdrucke des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Universität (TH) Karlsruhe, Mai 1969, V I 2.10-2.11 u. V I 3.3 - 3.5.

M. K i e k b u s c h

ELEKTRISCHES MESSEN VON VOLUMENÄNDERUNGEN BEIM TRIAXIALVERSUCH

Electrical Measurement of Volume Changes
during the triaxial Test

Zusammenfassung

Die ständig komplizierter werdenden Versuchstechniken im bodenmechanischen Laboratorium, vor allem bei den Scherfestigkeitsprüfungen, erfordern ein automatisches Erfassen von Meßwerten und die Auswertung über eine EDV-Anlage. Um den Vorteil der automatischen Meßwertverarbeitung für alle anfallenden Meßwerte ausnutzen zu können, war es notwendig, ein elektrisches Volumenmeßgerät zu entwickeln, da Geräte dieser Art nicht von der Industrie angeboten werden. Die Genauigkeit des Gerätes beträgt beim Nennmeßbereich von $25 \text{ cm}^3 \pm 0,01 \text{ cm}^3$. Wird der Nennmeßbereich auf ca. 3 cm^3 verringert, kann die Genauigkeit auf $\pm 0,001 \text{ cm}^3$ gesteigert werden.

Summary

The development of more sophisticated soil-testing techniques call for automatic acquisition and evaluation of test data by electronic computers. To take advantage of this automatic data-processing for the measurements of volume change a special apparatus for the electric measurement of volume change had to be developed. The accuracy of this apparatus is $\pm 0,01 \text{ cm}^3$ within a measuring range of 25 cm^3 . A reduction of the measuring range to 3 cm^3 increases the accuracy to $\pm 0,001 \text{ cm}^3$.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	113
2. Meßwerteinrichtungen	113
3. Problemstellung	113
4. Gerätebeschreibung	115
5. Eichung	116
6. Korrektur	117
7. Zusammenfassung	118
8. Literatur	119

1. Einleitung

In den letzten Jahren wurden im bodenmechanischen Laboratorium der Bundesanstalt für Wasserbau in Hamburg die Triaxialgeräte technisch verbessert und damit die Einordnung in die neueste internationale Entwicklung erreicht.

Zu den Verbesserungen gehören die Ausschaltung des Reibungseinflusses bei der Axiallastübertragung, Einbauten zur wahlweisen Anwendung kraft- und weggesteuerter Scherbelastung und vor allem die Möglichkeit der Probensättigung durch das Gegendruckverfahren (back pressure) als Voraussetzung für die Durchführung konsolidierter, undrännierter Scherversuche mit Porenwasserdruckmessung (CU-Versuch), dem wichtigsten Routineversuch.

Da bei diesen neuen Versuchstechniken erheblich mehr Meßwerte anfallen und die Kapazität der teuren Versuchsgeräte optimal ausgenutzt werden soll, kann auf eine weitgehende Automatisierung des Versuchsbetriebes nicht verzichtet werden. Durch den Kauf einer automatischen Vielstellenmeßanlage mit den entsprechenden Meßwertaufnehmern und durch die Speicherung der Meßwerte parallel zu einem Digitaldrucker auf Lochstreifen können jetzt die automatisch erfaßten Meßwerte über eine EDV-Anlage ausgewertet werden und liefern das komplette Ergebnis der Scherversuche.

Um den Vorteil der automatischen Meßwernerfassung für alle anfallenden Meßwerte beim Triaxialversuch ausnutzen zu können, war es notwendig, ein spezielles Meßwertaufnehmersystem zur Messung von Volumenänderungen während der Konsolidierungsphase und bei drännierten Scherversuchen zusätzlich beim Abscheren zu entwickeln.

2. Meßeinrichtungen

Bei den triaxialen Scherversuchen müssen während der in Sättigung, Konsolidierung und Abscherung unterteilten Versuchsphasen unterschiedliche Meßwerte in bestimmten Zeitabständen festgehalten werden.

Meßwerte sind die Probensetzungen (Wege), die Vertikalkräfte, die Zell- und Porenwasserdrücke und die Volumenänderungen. Zur Messung von Wegen, Kräften und Drücken werden von der Industrie ausreichend viele Meßwertaufnehmertypen, passend in Meßbereich und Genauigkeit, angeboten. Zur Messung von Volumenänderungen der Probe über das ausgepreßte Porenwasser sind Aufnehmer nicht erhältlich. Es gibt nur Hinweise in der englischsprachigen Literatur auf einige Geräteentwicklungen an Instituten, die sich jedoch nicht in unsere Anlagenkonzeption übertragen ließen.

3. Problemstellung

Zur Durchführung eines triaxialen Scherversuches wird eine Bodenprobe in eine Druckzelle (Abb.1) eingebaut und einem axialsymmetrischen Spannungszustand ($\sigma_3 = \sigma_2, \sigma_1$) ausgesetzt. In der Bodenprobe wirkt über das Gegendrucksystem ein vorgegebener Porenwasserdruck (u). Die Differenz zwischen den äußeren Spannungen und dem Porenwasserdruck entspricht den effektiven Spannungen ($\sigma'_1 = \sigma_1 - u, \sigma'_3 = \sigma_3 - u$), unter denen die Probe konsolidiert

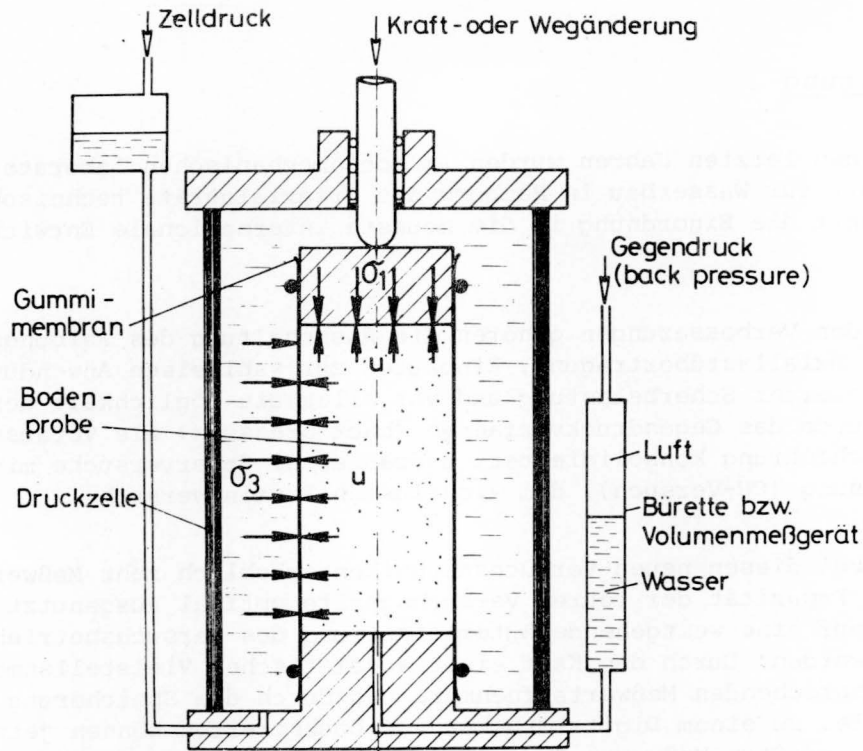


Abb. 1 Systemskizze zum Dreiaxialversuch

und Porenwasser in das Gegendrucksystem abgibt. Je nach Zweck des Versuchs wird die Bodenprobe nach Beendigung der Konsolidierung in der Regel durch Erhöhung der Vertikalspannungen (σ_1) undränniert oder dränniert abgeschert. Beim drännierten Versuch muß während des Abscherens kontinuierlich kontrolliert werden, wieviel Porenwasser die Probe abgibt bzw. durch Auflockerung wieder aufnimmt. Bei diesen Langzeitversuchen ist die automatische Meßwert-erfassung besonders wichtig.

Um einen Meßwertaufnehmer für möglichst alle vorkommenden Bodenarten und Versuche einsetzen zu können, mußten folgende Vorbedingungen bei den Konstruktionsüberlegungen berücksichtigt werden:

1. Der Druck im Sättigungssystem muß bis 12 bar gesteigert werden können.
2. Die zu messende Porenwassermenge soll mindestens 25 cm^3 betragen.
3. Die Genauigkeit soll bei $0,01 \text{ cm}^3$, das sind $0,01 \%$ von dem Volumen der Standardproben mit $F = 10 \text{ cm}^2$ und $h = 9,0 \text{ cm}$, liegen.
4. Ein vorhandener ohm'scher Meßverstärker, dessen Meßbereich für die Kraft-aufnehmer zum Messen der Vertikalkräfte bereits so kalibriert ist, daß 500 kp in 5000 Ziffernschritten aufgeteilt sind, sollte so eingesetzt werden, daß die Porenwassermenge dimensionsgerecht ablesbar ist.
5. Die notwendigen elektronischen Bauteile sollen Industrie-Fertigprodukte mit bekannten technischen Daten, wie Nennlast, Genauigkeit, Temperatur-verhalten usw. sein, um möglichst viele Fehlermöglichkeiten von vornherein auszuschließen.
6. Die Volumenänderungen des Porenwassers sollen, wie in einem Teil der Literaturhinweise vorgeschlagen, über die Wägemethode (Volumen = Masse/Dichte) bestimmt werden.

Unter diesen Voraussetzungen wurde zunächst passend zum Meßverstärker ein ohm'scher Kraftaufnehmer mit der kleinsten im Handel angebotenen Nennlast von 500 p beschafft. Diese Nennlast mußte in $500 \cdot 10$ Zifferschritte aufgelöst werden, um die angestrebte Genauigkeit von $0,01 \text{ cm}^3$ zu erhalten. Da der freie vorkalibrierte Meßkanal nur eine Spreizung auf 5.000 Einheiten zuließ, konnte eine höhere Auflösung nur auf mechanischem Wege erfolgen. Hierzu bot sich die in der Wägetechnik übliche Kraftverstärkung über eine Hebelarmübersetzung an. Wie später noch beschrieben wird, brachte dieser Konstruktionsweg weitere Vorteile.

4. Gerätebeschreibung (Abb.2)

Auf einer Grundplatte befindet sich eine Auflagerstütze (1) mit zwei in Bohrungen eingeklebten, gehärteten Spitzen (2). Diese dienen über die angekörnte Gegenlagerplatte (3) als nahezu reibungsfreie Auflager für den Hebelarm (4). Die Kraftmeßdose (5) ist zu Justierzwecken auf einer zu der Grundplatte (6) verschieblichen Zwischenplatte (7) festgeschraubt. Der Hebelarm ist mit der Kraftmeßdose über einen Bügel mit längenverstellbarer Gliederkette (8) verbunden. Der Anschluß dieser Verbindung an den Hebelarm erfolgt über ein einzelnes Spitzenlager (9) und an die Kraftmeßdose durch eine Bügelsteckkupplung (10). Am kürzeren Hebelarmende dient ein verstellbares Gegengewicht (11) dem kontrollierbaren Einstellen einer Zugkraft als Vorspannung der Kraftmeßdose. Besonders zu beachten ist, daß alle Auflager in einer Ebene (12-13) liegen, da sich sonst vor allem bei größeren Hebelarmübersetzungen eine Nichtlinearität der Meßwerte ergibt.

Zur Aufnahme der Porenwasser-Meßmenge ist ein beidseitig geschlossenes Plexiglasrohr (14) für einen maximalen Betriebsdruck von 12 bar am längeren Hebelarmende angebracht. Dieser Behälter hängt mittels eines Bügels mit Spitzenlager (15) an einem verstellbaren Auflager (16), welches

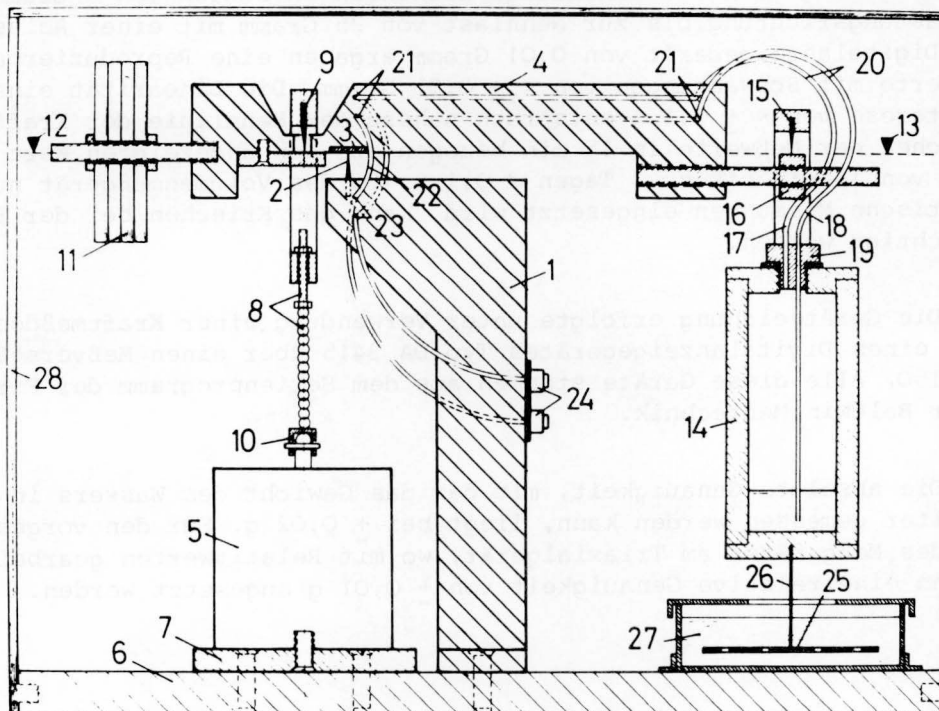


Abb. 2 Darstellung des Volumenänderungsmeßgerätes

durch Verschiebung die Einstellung einer bestimmten Hebelarmübersetzung (Kalibrierung) zuläßt. Die Zuleitungen für den Luftgegendruck (17) und das Porenwasser (18) führen vom durchbohrten Einschraubstopfen (19) am Kopf des Auffangbehälters in Schlaufen (20) und über Klemmbohrungen (21) zum Auflager (2) des Hebelarmes. In diesem Bereich, wo sich Rückstellkräfte durch die Verformungen der Leitungen am wenigsten auswirken, werden die Leitungen wiederum in Schlaufen (22) durch die Auflagerstütze (23) zu den Anschlußteilen (24) geführt. Von dort aus können die Anschlußleitungen in beliebigen Querschnitten und auch starr weitergeführt werden.

Die Zuleitungen und die Leitungsführung waren ein wesentliches Problem bei dieser Geräteentwicklung, denn die Leitungen sollten einem Druck von 12 bar bei geringer Ausdehnung standhalten und dabei möglichst flexibel sein, um Rückstellkräfte auf das Gesamtsystem und damit verbundenes Kriechen des Meßwertes zu vermeiden. Als Material erwies sich die Kunststoffummantelung von Klingeldraht mit einem Innendurchmesser von 0,6 mm und einer Wandstärke von 0,4 mm als geeignet. Diese kleine Nennweite der Leitungen reicht aus, da die Durchlässigkeit der Proben weitaus geringer ist.

Zur Vermeidung von Eigenschwingungen durch Erschütterungen des Gerätes ist am unteren Ende des Auffangbehälters eine Lochplatte (25) an einem dünnen Stahldraht (26) befestigt, die - in einem Ölbad (27) hängend - als Dämpfung wirkt. Der Befestigungsdraht wurde mit 0,5 mm Ø gewählt, um die Auftriebskräfte und die Adhäsionsfläche möglichst klein zu halten. Das gesamte Gerät ist von einem Schutzkasten (28) umgeben.

5. Eichung

Das Eichen des Gerätes erfolgt mit Eichgewichten, die an den Auffangbehälter angehängt werden. Mehrmalige Eichungen in Stufen von 5 Gramm in Be- und Entlastungsrichtung bis zur Nennlast von 25 Gramm mit einer Ablesegenauigkeit am Digitalanzeigegerät von 0,01 Gramm ergaben eine Reproduzierbarkeit der Meßwerte mit Schwankungen von $< \pm 0,01$ Gramm. Die Linearität einschließlich Hysterese von $< \pm 0,1$ % entsprach nahezu der Kennlinie der Kraftmeßdose. Das Kriechen der Meßwerte in 15 min bezogen auf den angezeigten Wert war $< 0,2$ %, von 15 min bis zu 3 Tagen $< 0,1$ %. Da das Volumenmeßgerät nur für quasistatische Messungen eingesetzt wird, kann das Kriechen bei der Eichung berücksichtigt werden.

Die Geräteeichung erfolgte unter Verwendung einer Kraftmeßdose Typ U 1/500, eines Digitalanzeigegerätes Typ DA 3415 über einen Meßverstärker Typ MG 3150. Alle diese Geräte stammen aus dem Serienprogramm der Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik.

Die absolute Genauigkeit, mit der das Gewicht des Wassers im Auffangbehälter gemessen werden kann, liegt bei $\pm 0,02$ g. Für den vorgesehenen Einsatz des Meßgerätes am Triaxialgerät, wo mit Relativwerten gearbeitet wird, kann eine relative Genauigkeit von $\pm 0,01$ g angesetzt werden.

6. Korrektur

Die Eichung des Meßwertaufnehmers in Gramm und die angenommene Gleichsetzung von 1 Gramm Wasser gleich 1 cm³ Wasservolumen reicht für den Anwendungsfall nicht aus. Die geforderte Genauigkeit von $\pm 0,01$ g verlangt, daß die im Auffangbehälter befindliche Luftmasse, die je nach Fließrichtung verdrängt bzw. hineinfließt, berücksichtigt wird. Die Volumenänderung ΔV erhält man zu

$$\Delta V = \frac{\Delta m}{\rho_W - (\rho_L \cdot P)} \quad (1)$$

$$\Delta V = \text{Volumenänderung des Porenwassers} \quad (\text{cm}^3)$$

$$\Delta m = \text{gemessene Massendifferenz} \quad (\text{g})$$

$$\rho_W = \text{Dichte des Wassers} \quad (\text{g/cm}^3)$$

$$\rho_L = \text{Dichte der Luft} \quad (\text{g/cm}^3)$$

$$P = \text{Gesamtdruck} \quad (\text{bar})$$

(Atmosphärendruck + Gegendruck)

Die Luftdichte ρ_L beträgt bei 20°C und Atmosphärendruck $\approx 0,0012$ g/cm³. Unter gleichen äußeren Bedingungen wird die Dichte des Wassers mit $\rho_W = 0,99823$ g/cm³ angegeben. Um eine dimensionsgerechte Anzeige in cm³ zu erhalten und eine Umrechnung zu vermeiden, kann es zweckmäßig sein, das Volumenmeßgerät gleich auf einen bestimmten Sättigungsdruck hin zu kalibrieren. Im bodenmechanischen Laboratorium der BAW in Hamburg wird routinemäßig ein Gegendruck von ≈ 5 , selten > 7 bar, zum Sättigen der Bodenproben aufgebracht. Das Volumenmeßgerät wurde für 6 bar Sättigungsdruck geeicht; dabei entspricht nach Gleichung (1)

$$\Delta V = \frac{\Delta m}{0,99823 - 0,0012 \cdot (6 + 1)}$$

$$\Delta V = \frac{\Delta m}{0,98983}$$

1 Gramm Massendifferenz einer Volumenänderung von 0,98983 cm³.

Weicht der gewählte Versuchssättigungsdruck um 1 bar vom Eichgegendruck ab, so beträgt der Fehler nur 0,1 % vom angezeigten Meßwert und kann in der Regel vernachlässigt werden.

Eine andere Möglichkeit, bei gleichzeitiger Herabsetzung des Nennmeßbereichs auf ca. 3 cm³ die druckabhängige Korrektur zu vermeiden, besteht darin, zwischen Porenwasser und Luftgegendruck Quecksilber als Trennflüssigkeit einzusetzen (Abb.3). Es ist jedoch zu bedenken, daß die Schwierigkeiten bei der Entlüftung, die größeren Leitungslängen und die eventuelle Zunahme von Leckagestellen von Nachteil sind.

Ist es für spezielle Messungen notwendig, sehr kleine Volumenänderungen zu messen, ermöglicht die Verwendung von Quecksilber wegen seiner hohen

Dichte den Einsatz des beschriebenen Volumenmeßgerätes ohne Umbau für eine zehnmal höhere Genauigkeit.

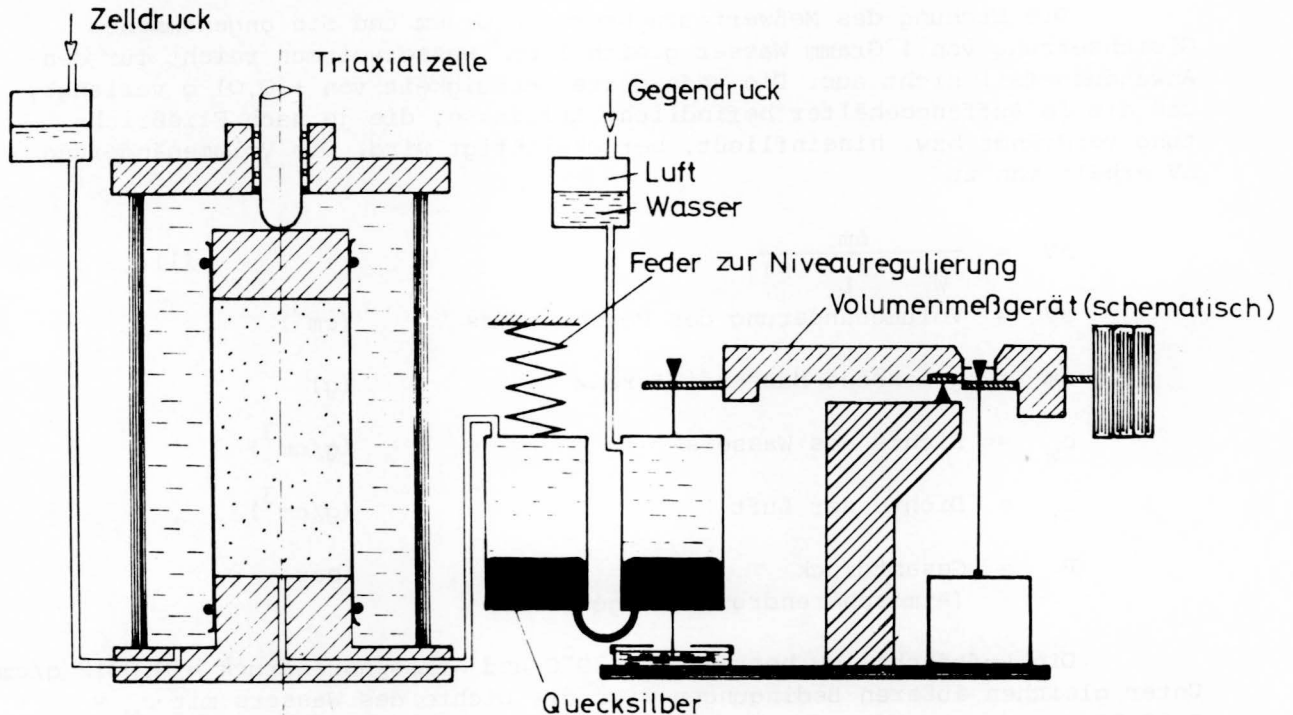


Abb. 3 Dreiaxialzelle und Volumenänderungsmeßgerät

7. Zusammenfassung

Die zunehmende Automatisierung des Versuchsbetriebes im bodenmechanischen Laboratorium erfordert neben den elektrischen Standardmeßanlagen und -aufnehmern für Druck, Weg und Kraft einen speziellen Meßwertaufnehmer zur Messung von Porenwassermengen. Beim Triaxialversuch dienen diese Messungen zur automatischen Bestimmung von Konsolidierungszeiten, Volumenänderungen und Durchlässigkeiten. Ein Hauptanlaß dieser Geräteentwicklung war es, anisotrope Konsolidationsvorgänge mit Hilfe von Regelkreisen zu steuern. Wird die Genauigkeit des Volumenmeßgerätes durch das Einschalten von Quecksilber als Trennflüssigkeit auf $0,001 \text{ cm}^3$ erhöht, so kann dieses Gerät über einen Regelkreis auch als Porenwasserdruckgeber nach dem Kompensationsverfahren eingesetzt werden.

Das hier beschriebene Gerät ist mit einfachen Mitteln herzustellen und kann mit allen Arten von Kraftaufnehmersystemen bestückt werden. Durch die variable Hebelarmübersetzung ist eine Anpassung an unterschiedliche Nennmeßbereiche leicht möglich. Die Geräteeichung ist durch Anhängen von Eichgewichten unproblematisch. Die beim Prototyp (Abb.4) erreichte absolute Genauigkeit von $< \pm 0,02 \text{ cm}^3$ bei einem Nennmeßbereich von 25 cm^3 läßt sich durch den Einsatz genauerer Kraftaufnehmer und größerer Verstärkerauflösung oder durch die Verwendung von Quecksilber noch erhöhen. Die Handhabung macht keine Schwierigkeiten, da ein genaues Ausrichten des Gerätes nicht erforderlich ist, es keine Entlüftungsprobleme gibt und auch Erschütterungen durch die eingebaute Dämpfung kompensiert werden. Während des bisherigen, zweijährigen Einsatzes hat sich das Konstruktionsprinzip des Volumenmeßgerätes in allen Punkten bewährt.

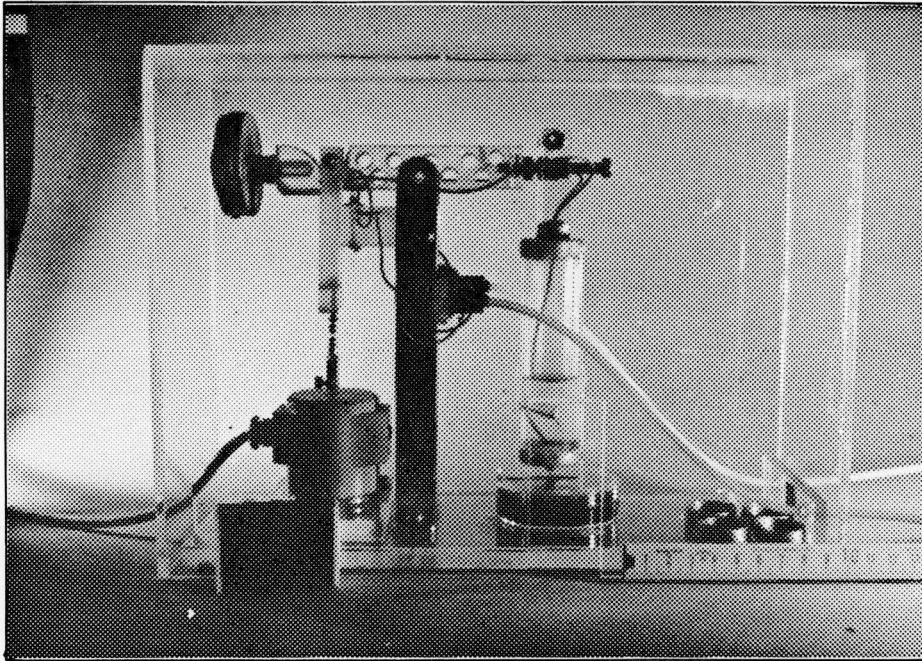


Abb. 4 Ansicht des Volumenänderungsmeßgerätes

8. Literatur

- [1] DARLEY : Discussion on apparatus for measuring volume change suitable for automatic logging. Geotechnique 23 (1973), S.140-141
- [2] IRWIN : Discussion on use of servo mechanismus for volume change measurement and K_0 -consolidation. Geotechnique 22 (1972), No.1, S.186-187
- [3] KLEMENTEV : Lever-type apparatus for electrically measuring volume change. Geotechnique 24 (1974), No.4, S.670-671
- [4] LEWIN : Use of servo mechanismus for volume change measurement and K_0 -consolidation. Geotechnique 21 (1971), No.3, S.259-262
- [5] MENZIES : A device for measuring volume change. Geotechnique 25 (1975), No.1, S.133-134
- [6] MITCHELL u. BURN : Electronic measurement of changes in the volume of pore water during testing of soil samples. Canadian Geotechnical Journal (1971), Vol.8, S.341-345
- [7] ROWLANDS : Apparatus for measuring volume change suitable for automatic logging. Geotechnique 22 (1972), No.3, S. 525-526.

Dipl.-Geol. K.-W. R u c k

SONDIERUNGEN ZUR ERKUNDUNG UNTERHALB DER GEWÄSSERSOEHLE VON SCHWIMMENDER ARBEITSPLATTFORM

Soundings for Investigations below the Sea-Bottom
from a swimming Platform

Zusammenfassung

Für Küsten- und Meeresforschungen, Wasserbaumaßnahmen, Lagerstättenuche im Seegebiet und andere Aufgaben sind Bonaufschlüsse erforderlich. Die hierbei eingesetzten Geräte und Methoden werden beschrieben und Anwendungsbeispiele gegeben.

Summary

For offshore - and ocean research purposes, hydraulic construction problems, searching for deposits and other tasks subsurface investigations are indispensable. The equipment used and the methods are discussed and examples of their application are given.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	123
2. Ältere Methoden	123
3. Weiter entwickelte sowie neu entwickelte Aufschlußmöglichkeiten zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle	126
3.1 Untersuchungsmethoden mit loser Verbindung mit schwimmender Arbeitsplattform	126
3.1.1 Bodengreifer	126
3.1.2 Stoßröhren	127
3.1.3 Schußsonde	128
3.1.4 Vibrationskernsonde	129
3.2 Geräte mit fester "Verbindung mit dem Schiff"	131
3.2.1 Schlitzsonden	131
3.2.2 Rammsondierungen	134
3.2.3 Flügelsondierungen	136
3.2.4 Isotopensondierungen	136
3.3 Schallmeß- und geoelektrische Verfahren	137
3.4 Spezialuntersuchungen	137
4. Anwendungsbeispiele	138
4.1 Großdock HDW	138
4.2 Hafen Puerto Limon, Costa Rica	139
4.3 Vergleichende Messungen längs einer Reihe von Bohrungen im Fehmarnbelt mit Hilfe eines Sparkers der Firma Edgerton	141
5. Schlußbetrachtung	141
6. Literatur	142

1. Einleitung

Für Wasserbaumaßnahmen sowie Küsten- und Meeresforschung werden Bodenaufschlüsse unterhalb der Gewässersohle vor Baubeginn und Bodenuntersuchungen während der Bauzeit erforderlich. Weiterhin müssen Bodenaufschlüsse zur Lagerstättensuche unterhalb der Gewässersohle ausgeführt werden. Dies kann von festen Plattformen oder von schwimmenden Geräten erfolgen. Aufschlüsse von festen Plattformen, wie von Hubinseln, Bohrinseln kommen i.a. nur für tiefere Spezialbohrungen infrage und werden hier nicht weiter angesprochen, da sie sich in den Bohrmethoden kaum von den Arbeiten auf Land unterscheiden. Bis vor kurzem wurden hier überwiegend die auch auf Land eingesetzten Bohrmethoden zur Anwendung gebracht. Diese sind kostenaufwendig, da sie im Hinblick auf den erforderlichen Schiffspark aufwendig sind und zeitraubend durch die Arbeitsdauer.

Es war daher notwendig, weniger aufwendige Untersuchungsmethoden zu entwickeln. Von der Bundesanstalt für Wasserbau - Außenstelle Küste - Fachgruppe Geologie, deren Erfahrungen in diesem Bericht dargestellt werden, wurden schwimmende Aufschlußverfahren weiter und neu entwickelt, die einmal den Fahrzeugaufwand vermindern, zum anderen die Arbeitsdauer verkürzen. Besonders die Verkürzung der Arbeitsdauer führt zu besseren Ergebnissen, da häufig nur kurzfristige Zeiten mit brauchbarem Wetter zur Verfügung stehen und nur in dieser Zeit die Aufschlußarbeiten durchgeführt werden können und müssen.

Um hier eine weitere Verbesserung möglich zu machen, mußten auch Methoden gefunden werden, die größere Bewegungen des Bohrfahrzeuges zuließen, ohne daß das Bohrgerät dabei beschädigt oder zerstört wurde.

2. Ältere Methoden

Der Ansatz von Bohrungen in Gewässern von einer schwimmenden Plattform erfordert ein größeres Schiff bzw. Arbeitsfahrzeug. Das Bohrrrohr wird von diesem Schiff aus abgeteuft und in den Boden eingetrieben. Bedingung dafür, daß das Rohr nicht durch Schiffsstoß verbogen bzw. abgeknickt wird, ist ein absolutes Festlegen des Schiffes mit geringsten Bewegungen. Dieses ist bei bewegter See nur selten möglich. Die Bohrungen können daher nur bei sehr günstigen Wetterbedingungen ausgeführt werden. Eine erste Verbesserung wurde bei Voruntersuchungen für eine Großbrücke im Fehmarn-Belt zwischen Deutschland und Dänemark angewendet. Hierbei wurde eine Kragbühne eingesetzt, bei der zwei Plattformen auf Rollen sich gegeneinander bewegen konnten, so daß gewisse kleinere Schiffsbewegungen aufgenommen werden konnten, ohne daß das Rohr verbogen oder abgeknickt wurde. (Abb.1). Bei etwas stärkerem Seegang ist hierbei das Bohrrrohr ebenfalls gebrochen, d.h. es war nur eine bedingte Verbesserung, zumal die Ausführung einer Bohrung mehrere Tage dauert und in dieser Zeit häufig ungünstige Witterungsbedingungen plötzlich auftreten. Die Bohrung muß dann abgebrochen und neu angesetzt werden, so daß es passieren kann, daß eine Bohrung über eine bestimmte Tiefe nicht hinauskommt, da sie ständig durch Schlechtwetter in ihrer Ausführung gestört wird. Besondere Schwierigkeiten traten bei Spezialuntersuchungen auf, wie sie beim Bau des Elbe-Tiefwasserhafens in Brunsbüttel zum ersten Male erforderlich wurden. Hier ist ein Bodenaustauschverfahren unter Wasser durchgeführt worden. Dabei traten zwei Probleme auf:

- a) Untersuchung der Sohle der Unterwasserbaugrube auf noch verbliebene oder neu sedimentierte auszutauschende Weichschichten.
- b) Untersuchungen des mit Klappschuten eingefüllten Ersatzbodens rolliger Art auf Lagerungsdichte.



Abb. 1 Kragbühne

Die bisher auf Land üblichen Untersuchungsmethoden waren hierfür nicht anwendbar. Für die Untersuchung der Sohle wurde eine Sonderausfertigung eines Bodengreifers, System "Van-Veen" eingesetzt, mit dem die obersten Schichten erfaßt werden konnten. Die Mächtigkeit der noch verbliebenen Weichschicht konnte dabei nicht festgestellt werden. Hierfür wurde zum ersten Male die übliche Nutsonde, die auf Land als sog. "Geologensonde" bekannt war, angewendet. Damit gelang es, die noch auszubaggernden Mächtigkeiten festzustellen und zu kartieren. Beim Einsatz der Nutsonde, wie sie auf Land zur Anwendung kam, konnte hier ausreichend die Mächtigkeit des noch zu entfernenden nicht tragfähigen Bodens bestimmt werden, da es sich um einen bindigen Boden, einen Klei, handelte. Dieser Boden blieb in der Nut und wurde nicht ausgewaschen, auch wenn die Nut durch eine Wassertiefe von 22 m nach oben gezogen wurde. Wenn rollige Bodenarten, besonders wenn Feinsande und Mittelsande anstanden, wurde dieser Sand beim Ziehen der Nut ausgespült. Insofern mußten Möglichkeiten gefunden werden, dies Ausspülen des Bodens zu verhindern. Weiterhin wurde festgestellt, daß sich bei starker Strömung die Gestänge der Nutsonden im Wasser durchbogen und dann nicht mehr in den Boden unterhalb der Gewässersohle eintreiben ließen. Auch hier mußten Möglichkeiten gesucht werden, um die Sonde mit ausreichender Sicherheit anwenden zu können.

Für die Untersuchungen der Lagerungsdichte wurden zunächst Spitzendrucksonden eingesetzt. Diese Untersuchungsmethode war sehr aufwendig, da die Spitzendrucksonde nicht vom Schiff eingesetzt werden konnte und jeweils

ein Podest durch Einrammen oder Einspülen der Pfähle des Podestes geschaffen werden mußte, von dem dann die Spitzendrucksondierungen nur ausgeführt werden konnten.

Hier wurde zum ersten Male eine schwere Rammsonde vom Schiff aus eingesetzt, da die Eindringung unabhängig von einer Totlast war. Der Rammbar konnte dabei unabhängig vom Schiff auf die Sonde gesetzt werden und die Sonde eintreiben (Abb.2). Unbekannt war zunächst, welche Eindringungen einer ausreichenden Lagerungsdichte entsprachen. Hierfür wurden Vergleichssondierungen mit Spitzendrucksonden durchgeführt, und zwar wurde sowohl mit der Spitzendrucksonde - "holländisches System" - als auch mit der Spitzendrucksonde - "System Maihak" - gearbeitet, um sichere Vergleiche zu ermöglichen. Während eine Spitzendrucksondierung mit Herstellen des Podestes ca. 4 Tage bis 1 Woche dauerte, konnten an einem Tage mind. 2 schwere Rammsondierungen ausgeführt werden. Die Möglichkeiten der Lagerungsdichteuntersuchungen waren damit wesentlich erweitert. Es konnte im gleichen Zeitraum mit der schweren Rammsonde ein wesentlich dichteres Kontrollnetz über das Untersuchungsgebiet gezogen werden.

Aufgrund dieser Ergebnisse und Erfahrungen begannen die Entwicklungen von Seesondierungsmethoden bei der Bundesanstalt für Wasserbau - Außenstelle Küste - Fachgruppe Geologie.

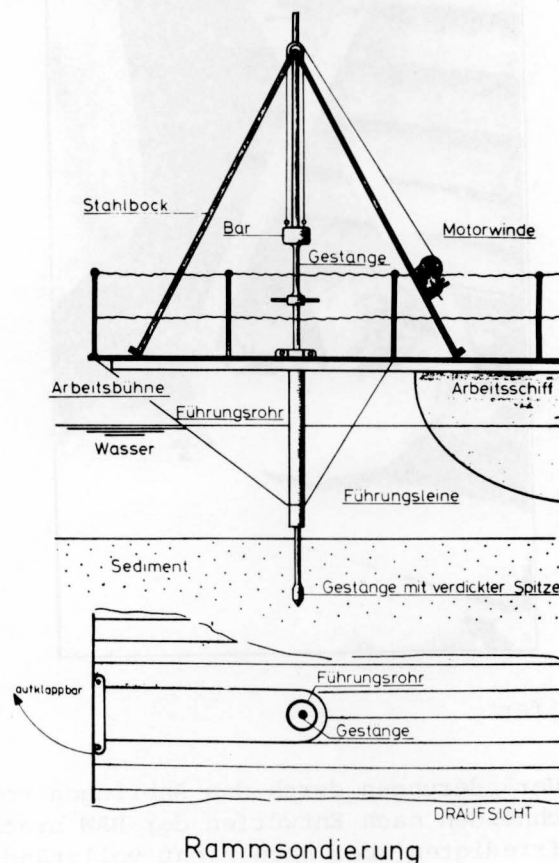


Abb. 2 Rammbar / Sonde

3. Weiter entwickelte sowie neu entwickelte Aufschlußmöglichkeiten zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle

Die Aufschlußmethoden können nach verschiedenen Gesichtspunkten gegliedert werden. Es erscheint sinnvoll, sie nach der jeweiligen Abhängigkeit vom Schiff zu unterteilen.

3.1 Untersuchungsmethoden mit loser Verbindung mit schwimmender Arbeitsplattform

3.1.1 Bodengreifer

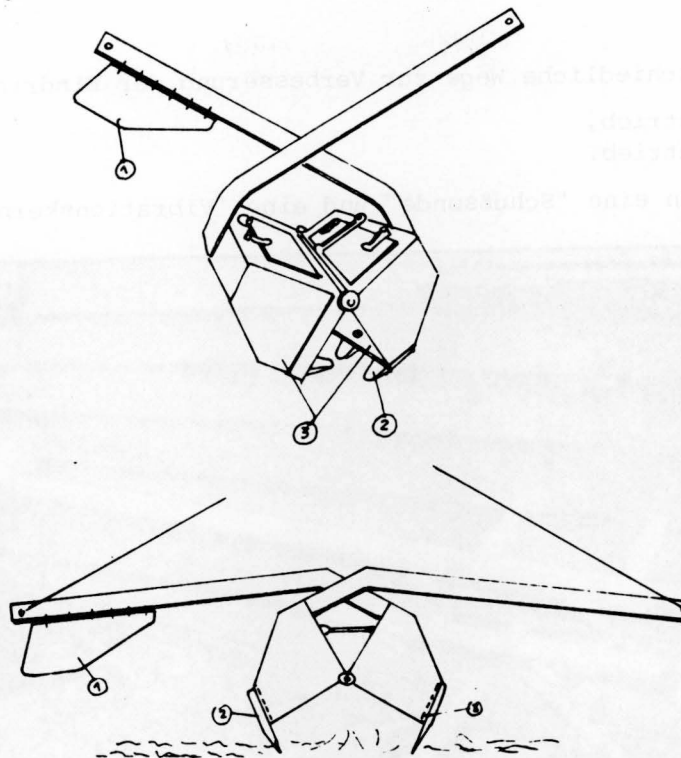
Hierfür stehen im allgemeinen die Greifer des Systems Van Veen zur Verfügung (Abb.3). Sie können allerdings nur die oberste Bodenschicht erfassen. Ihre maximale Eindringtiefe beträgt je nach Größe des Greifers ca. 0,10 bis 0,50 m. Diese Greifer können auch nur bei feinkörnigen rolligen oder weichplastischen bindigen Bodenarten erfolgreich angewendet werden. Bei starker Durchsetzung mit größeren Körnungen von der Kiesfraktion ab schliessen die Greifer häufig nicht mehr und das Feinkorn läuft aus. Die Probe wird für die Beurteilung unbrauchbar.



Abb. 3 VAN VEEN-Greifer

Zusätzliche Veränderungen durch das Anbringen von Strömungsleitflossen und Zähnen und Schneiden nach Entwürfen der BAW brachten eine wesentliche Verbesserung, befriedigten aber noch nicht vollständig (Abb.4).

In diesem Falle kann ein anderes Greifersystem, und zwar ein "Schürfgreifer" eingesetzt werden. Dieser Schürfgreifer ist schwerer als der VAN-VEEN-Bodengreifer und gewinnt die Bodenproben mit einem Schürfkübel, der auf einem Zwangsweg im Halbkreis bewegt wird und dabei schürfend gefüllt wird. Auch hier ist die Eindringung bei einer Tiefe von ca. 0,25 bis 0,35 beendet.



Bodengreifer mit Strömungsleitflossen

Abb. 4 Strömungsleitflossen

3.1.2 Stoßröhren

Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz einer "Stoßröhre" (Abb.5), die durch ihr Eigengewicht bzw. durch Belastung mit Gewichten in den Boden eindringt. Hier sind verschiedene Typen im Einsatz. Auch bei dieser Entnahmemethode sind sehr enge Grenzen in der Anwendung gesetzt. Im allgemeinen hat dies System nur bei sehr weichen Bodenarten bindigen Charakters Erfolg. Die Stoßröhre kann dann bis zu 2,0 m eindringen und Kerne gewinnen unter der Voraussetzung, daß der Boden breiig bis weichplastisch ist. Bei rolligen Bodenarten ist die Eindringung schon bei lockerer Lagerung durch Eigengewicht nicht mehr gegeben. Das Gerät dringt nur wenige Zentimeter ein, fällt dann um und dringt nicht weiter in den Boden ein. Durch Fallgewichte oder durch ein Rammgewicht kann eine etwas bessere Eindringung erzielt werden. Nach vorliegenden Erfahrungen ist die Eindringung im allgemeinen nicht stärker als 0,3 - 0,5 m, selbst bei Einsatz von Rammgewichten.

Diese Geräte befriedigten daher nicht. Besonders für Baugrundaufschlußzwecke war ihre Entnahme zu gering. Bei der Weiterentwicklung der Rammsonden mußte daher die Eintriebsenergie verstärkt werden, um eine ausreichende Aufschlußtiefe zu erreichen, besonders auch in rolligen Bodenarten mit dichter Lagerung. Bei rolligen Bodenarten war es weiterhin von Bedeutung, eine Möglichkeit zu finden, die Bodenproben sofort bei der Entnahme in ein entsprechendes Transportgefäß zu bringen, in dem die Proben ohne weitere Störung zur Untersuchung ins Labor transportiert werden konnten.

Die Bundesanstalt für Wasserbau - Fachgruppe Geologie - beschrift

hier zwei unterschiedliche Wege zur Verbesserung der Eindringung, und zwar

- a) Explosionseintrieb,
- b) Vibrationseintrieb.

Daraus entstanden eine "Schußsonde" und eine "Vibrationskernsonde".

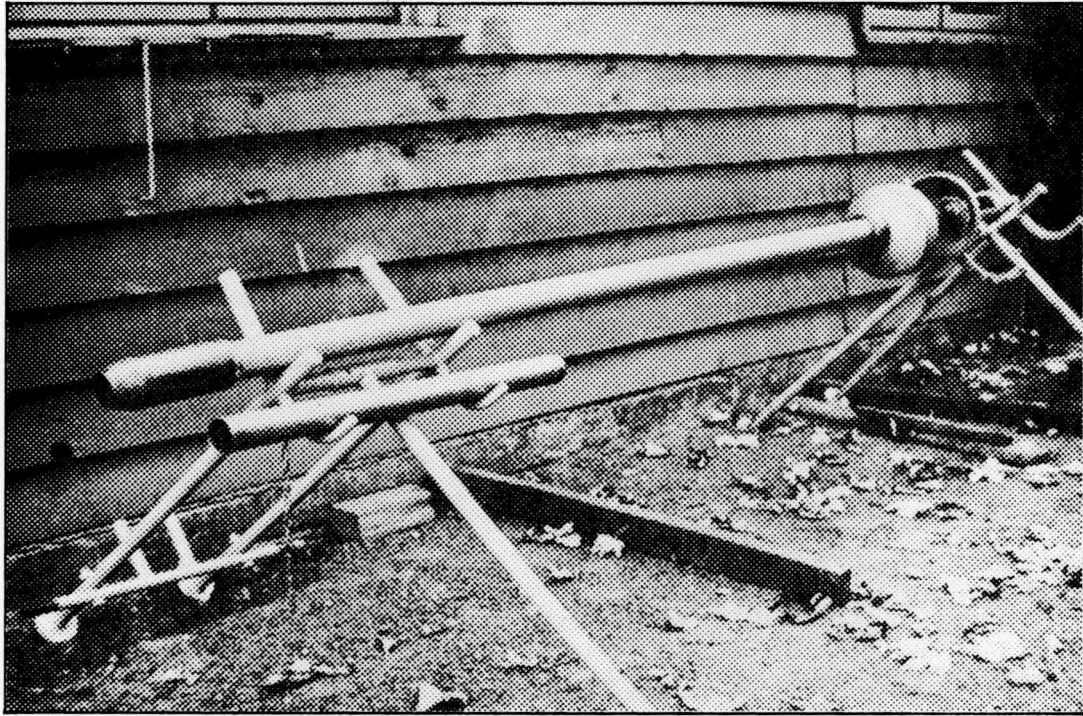


Abb. 5 Stoßröhre

3.1.3 Schußsonde

Ein weiteres Gerät, ausschließlich bei der BAW entwickelt, das nur geringe Verbindung mit dem Schiff benötigt und aufrecht auf der Gewässersohle arbeitet, ist die sog. "Schußsonde" (Abb.6). Dieses Gerät arbeitet nach dem Prinzip eines Geschützes. Ein Kernentnahmestutzen lagert in einem Gestell mit einer belasteten Grundplatte und wird an einen Kopf, ähnlich dem Verschlußstück eines Geschützes, in dem eine Kartusche eingelegt wird, angesetzt. Durch elektrische Zündung wird der Entnahmestutzen in den Boden eingeschossen. Hierbei wird ein Bodenkern sofort in einen Plastikslauch eingezogen und kann nach der Aufnahme des Gerätes an Bord des Schiffes aus dem Entnahmestutzen entnommen werden und zur weiteren Untersuchung ins Labor transportiert werden. Das Gerät wurde zunächst mit einer Entnahmelänge von 1 m entwickelt. Die jetzige Weiterentwicklung ermöglicht eine Entnahmelänge von ca. 1,50 m. Die Kerne haben einen Durchmesser von 7 cm. Gehalten wird ähnlich wie bei der Vibrationskernsonde die Bodenprobe durch einen Federverschluß am unteren Ende des Entnahmestutzens. Ein lotrechtes Eindringen des Kernes wird dadurch gewährleistet, daß eine Zündungssperre in das Gerät eingebaut ist, so daß eine Zündung bei Schiefstellung verhindert wird. Dies Gerät kann vom vor einem Anker liegenden Schiff aus eingesetzt werden und hat somit den geringsten Aufwand beim Einsatz von Schiffen. Es können bei günstigen Bedingungen damit bis zu 12 Entnahmen pro Arbeitsschicht durchgeführt werden. Besonders bei Untersuchungen für Sohlbaggerungen in Wasserstraßen ist für dieses Gerät eine Einsatzmöglichkeit gegeben.

Auch für Untersuchungen von Sandmächtigkeiten über bindigen Böden ist das Gerät sehr gut verwendbar. Die Bodenprobe wird nur in ihrer Lagerungsdichte durch die Explosionswirkung gestört. Die Schichtenfolge, auch die der Feinschichtung, bleibt erhalten wie bei Schlauchkernbohrungen.

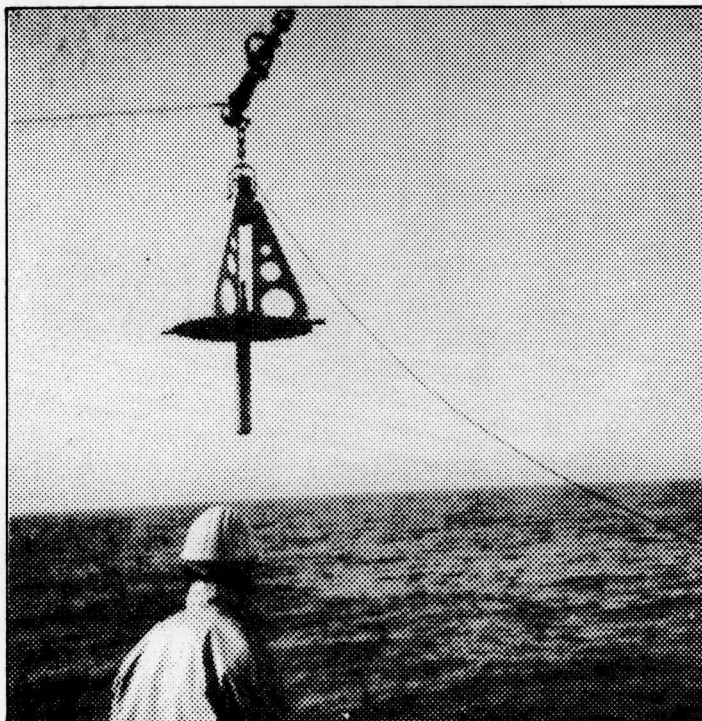


Abb. 6 Schußsonde

3.1.4 Vibrationskernsonde

Bei der Vibrationskernsonde wurde zunächst ein serienmäßiges Gerät beschafft und eingesetzt. Dieses Gerät befriedigte im Hinblick auf die Eindringtiefe und auf die Kontrolle der Vorgänge unter Wasser nicht (Abb.7). Daher mußte das Gerät weiter entwickelt werden. Aus der Erkenntnis, daß bei der Eindringung nicht allein die Stärke der Vibration, sondern auch das Eintriebsgewicht und das Zusammenspiel beider Faktoren von Bedeutung ist, wurde das Gerät daraufhin weiterentwickelt. Zusätzlich zur Vibration kamen Ballastierungen zum Einsatz. Damit gelang es dann nach zahlreichen Versuchen, Kerne von 5 m Länge auch in dicht gelagerten Sandböden zu entnehmen.

In das Kernentnahmerohr wird ein Plastikrohr eingesetzt, mit dem die Probe aus dem Kernentnahmerohr herausgenommen werden kann. Dieses Rohr kann verschlossen werden und ins Labor geliefert werden. Zur Kontrolle der Arbeitsvorgänge des Gerätes unter Wasser und der jeweiligen Eindringtiefe und Zeit wurden Meßgeräte auf dem Prinzip der U-Bootstiefmesser entwickelt und eingebaut, mit der sich die Eindringtiefe und Zeit unter Wasser verfolgen läßt. Zur Zeit ist eine Neuentwicklung in Arbeit, die es ermöglichen soll, Kerne bis zu 10 m Länge unterhalb der Gewässersohle zu entnehmen. Die Kerne der jetzigen Sonde haben bis 5 m Länge und 7 cm Durchmesser. Weiterhin können kürzere Rohre von 2 bis 3 m Länge mit größerem Durchmesser eingesetzt werden, die zur Entnahme von Bodenkernen in grobkörnigen Bodenarten geeignet sind.

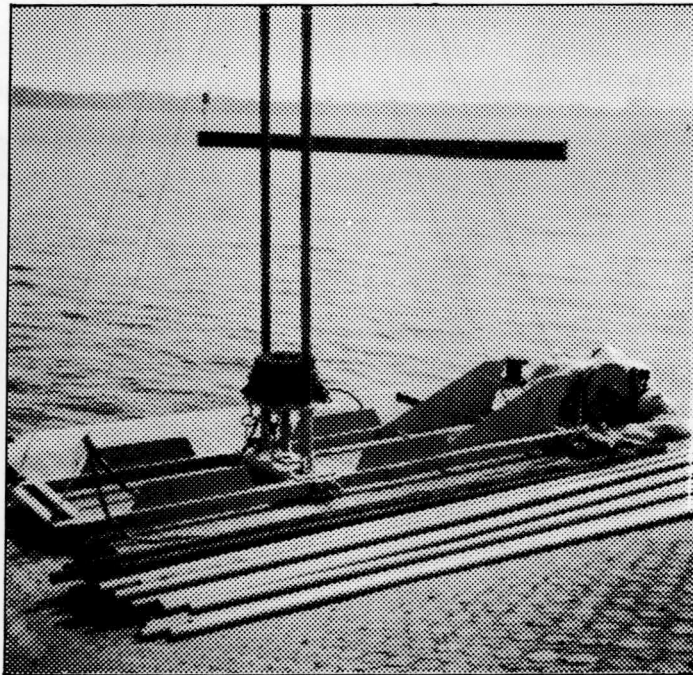


Abb. 7 Vibrationskernsonde

Damit lassen sich auch Grobkiesschichten und Geröllschichten durchfahren. Die entnommenen Kerne können an Ort und Stelle geöffnet und angesprochen werden (Abb.8), sie können aber auch im Plastikrohr ins Labor transportiert werden und dort geöffnet werden.

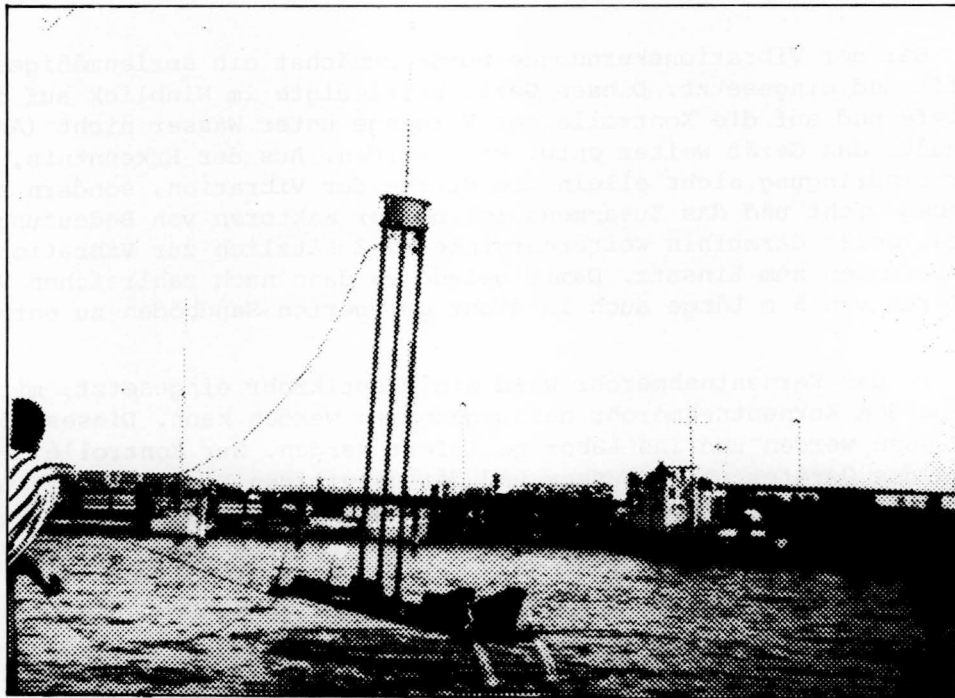


Abb. 8 Vibrationskern im Einsatz

Sie können dabei insgesamt geöffnet werden und aber auch in kleinere Teile zerschnitten und Stück für Stück zur Untersuchung herangezogen werden. Das Gerät wurde für Untersuchungen für Naßbaggerarbeiten bereits in zahlreichen Fällen mit Erfolg eingesetzt; auch bei Spezialuntersuchungen zur Klärung des Aufbaues von Rippeln in Tideflüssen konnten hiermit neuere Erkenntnisse gewonnen werden. Es war damit möglich, die Feinschichtung von Rippeln festzustellen und die Wanderung und Umlagerung von eingegebenem mit fluoreszierenden Farben markiertem Material, sog. "Luminophoren" innerhalb von Rippeln zu verfolgen, besonders die Umlagerung in die Tiefen von an der Oberfläche eingegebenem Material.

Die Entnahme einer Bodenprobe mit diesem Gerät benötigt einen Zeitaufwand von ca. 10 min. Das Schiff kann dabei entweder vor einem Anker liegen oder bei entsprechender Maschinenkraft mit der Maschine auf der Stelle gehalten werden. Im allgemeinen können mit dieser Methode unter normalen Umständen ca. 6 Proben pro Arbeitsschicht entnommen werden, max. wurden bis zu 12 Proben entnommen. Durch die Möglichkeit, die Eindringung des Gerätes festzuhalten und auch die Eindringgeschwindigkeiten zu messen, besteht in Zukunft die Möglichkeit, auch Aussagen über die Lagerungsdichte des anstehenden Bodens aus diesen Messungen zu erhalten. Die Qualität der Kerne entspricht denen von sogenannten "Schlauchkernbohrungen".

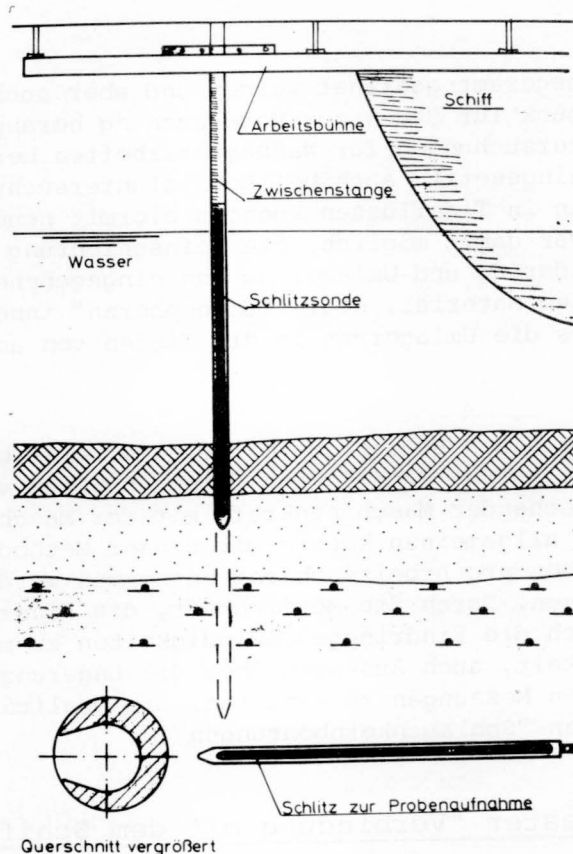
3.2 Geräte mit fester "Verbindung mit dem Schiff"

Die bisher beschriebenen Geräte haben zur Zeit eine maximale Aufschlußtiefe von 5 m unterhalb der Gewässersohle mit der Vibrationskernentnahmesonde. Für Wasserbaumaßnahmen werden aber öfter auch größere Aufschlußtiefen erforderlich.

3.2.1 Schlitzsonden

Um größere Aufschlußtiefen erreichen zu können, wurde auf das System der "Schlitzsondierungen" zurückgegriffen. Dieses Sondiersystem ist auf Land bereits seit langem im Einsatz. Bekannt ist die sogenannte "Geologensonde". Die Geologensonde wurde mit einer Entnahmenut von 1 m Länge, in der in einem Schlitz eine Probenentnahme möglich ist, früher mit Hämmern in den Boden eingeschlagen. Nachdem dies Gerät durch Einsatz von verschiedenen mechanisierten Eintriebsgeräten und hydraulischen Ziehgeräten verbessert wurde, kam es auch für einen Einsatz auf See infrage.

Es wurden zunächst Versuche angestellt und dabei festgestellt, daß mit zunehmender Wassertiefe der Einsatz immer schwieriger wurde, da durch Strömungen und besonders auch durch die starke Energie des Einschlaggerätes die Sonde im freien Wasser sich durchbog und damit ein Großteil der Eintriebsenergie verlorenging und die Sonde auch von der Lotrechten abwich. Mit dem zunächst eingesetzten auch an Land benutzten offenen Schlitz konnten nur bindige Bodenarten gezogen werden (Abb.9). Die rolligen Bodenarten fließen selbst bei geringen Wassertiefen durch Auswaschen aus. Das Ausbiegen des Gestänges der Sonde im Wasser wurde durch das Einführen eines "Führungsrohres" für die Sonde in einer Stärke von 1 1/2", in dem das Sondengestänge bis zur Gewässersohle geführt wurde, verhindert. Dabei durfte das Führungsrohr nicht in den Boden einbinden, um eine sogenannte "Verheiratung" des Sondengestänges mit dem Rohr und damit Verminderung der Eindringung zu verhindern.

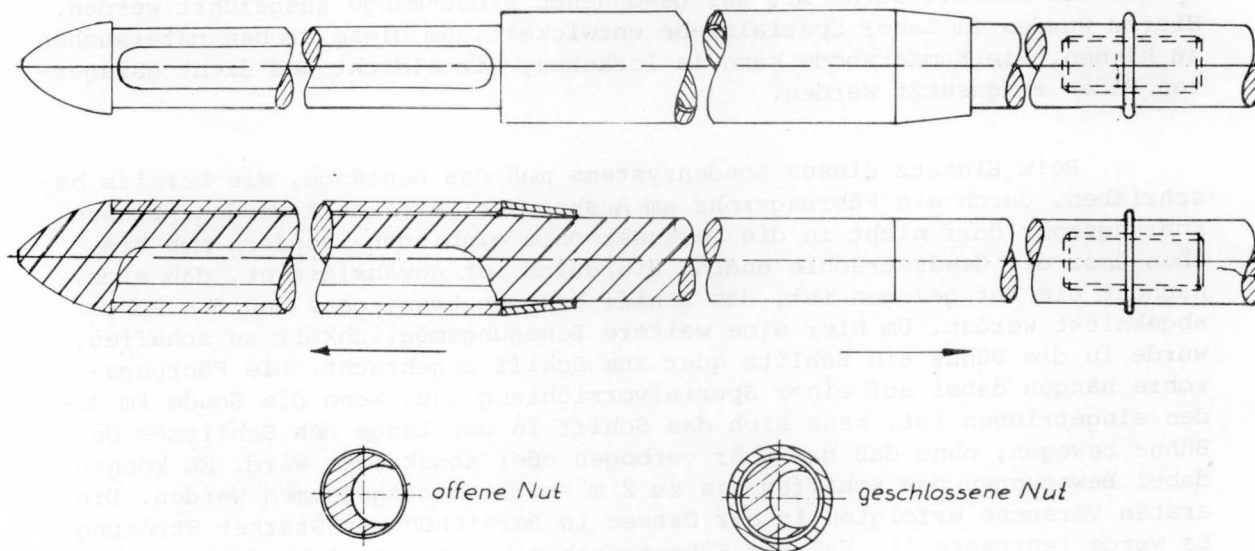


Schlitzsonde

Abb. 9 Sonde (offener Schlitz)

Um ein besseres Verbleiben des Bodens im Schlitz zu ermöglichen, wurde die Sonde verändert und die Öffnung der Sonde etwas verkleinert. Dadurch wurde das Festhalten der Probe etwas verbessert, aber bei rolligen Bodenarten blieben meist nur Reste im Schlitz. Es wurden daher zunächst Versuche gemacht, dieses Auswaschen zu verhindern. Beim Ziehen der Sonde ab Gewässersohle wurde durch ein von oben heruntergelassenes Stahlmantelrohr der Schlitz abgeschlossen, um die Probe so zu schützen. Diese Versuche befriedigten nicht, so daß weitere Entwicklungen erforderlich waren. Als nächstes kam der Versuch, ein Stahlrohr unmittelbar mit in den Boden einzutreiben und im Boden über den Entnahmeschlitz zu streifen, um dadurch den Boden am Ausfließen zu verhindern. Es kam dabei aber häufig kein Verschließen zustande, da durch größere Körner das Stahlrohr in seiner ursprünglichen Stellung festgehalten wurde und den Schlitz nicht schloß. Mit dem Einsatz von Plastikmaterial wurde eine Verbesserung erzielt. Es wurde eine Entnahmesonde entwickelt, bei der mit guter Sicherheit ein Plastikrohr mit in den Boden eingetrieben wird. Dieses wird durch eine Verdickung im Gestänge durch die Mantelreibung beim Eintreiben in den Boden unmittelbar über der Schlitzsonde gehalten. Beim Ziehen der Sonde wird wiederum durch die Mantelreibung des Bodens das Plastikrohr festgehalten und unmittelbar die Nutsonde in das Plastikrohr eingezogen. Das Plastikrohr wird dann durch eine vertiefte Spitze gehalten (Abb.10). Das Bodenmaterial wird so am Ausfließen gehindert und kommt relativ wenig gestört an die Oberfläche zur Probenbeurteilung. Der Schlitz konnte vergrößert werden, die Probenmasse reichte dadurch aus, um Laborversuche wie Kornverteilung, Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes und Bestimmung der Plastizitätsgrenzen durchführen zu können. Diese "Spezialschlitzsonde", wie sie genannt wird, ist 200 cm lang. Sie hat an ihrem unteren Ende einen Schlitz von 80 cm Länge zur Aufnahme der Probe, ein Polyesterrohr als Überziehröhr

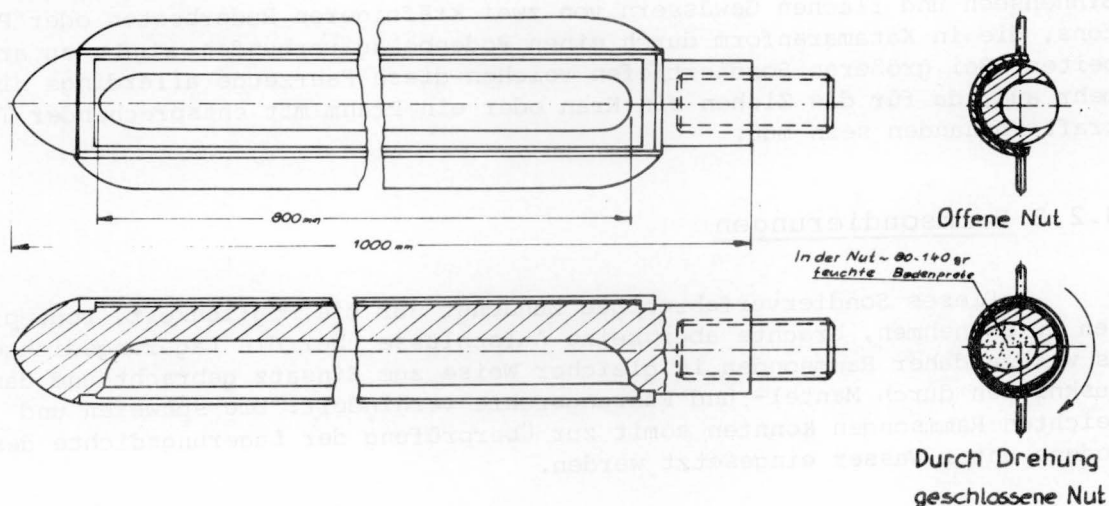
von 3,2 cm Außendurchmesser und 2,4 cm Innendurchmesser, 110 cm lang. Beim Ziehen wird das Polyesterrohr durch eine Scheibe unmittelbar über dem Schlitz gehalten. Es kann keine Probe auslaufen, das Gerät ist speziell für rollige Bodenarten unter Wasser geeignet. Dieses System wirkt aber nur, wenn durch die Lagerungsdichte des Bodens eine ausreichende Mantelreibung vorhanden ist, die zunächst die Plastikhülle in ihrer oberen Stellung festhält und dann bewirkt, daß die Nutsonde in die Plastikhülle hineingezogen wird.



Systemskizze Spezial - Nutsonde

Abb. 10 Nutsonde (Plastikrohr/vertiefte Spitze)

In den obersten Bodenschichten mit allgemein lockerer Lagerung, in denen der Sand auf der Gewässersohle liegt, ist dieses System nicht funktionsfähig. Hierfür wurde ein weiteres Gerät, die sogenannte "Kammersonde" entwickelt (Abb.11).



Systemskizze Kammersonde

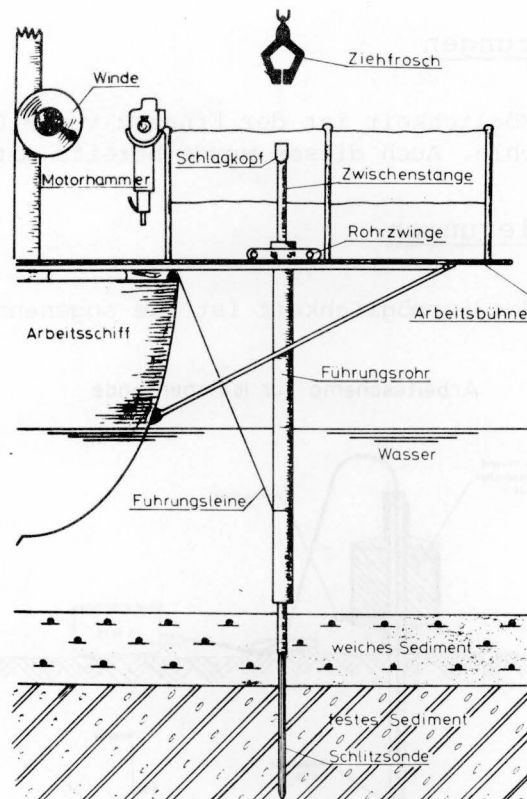
11 Kammersonde

Diese Kammersonde besteht aus einer Schlitzsonde mit einem Mantel und zur Führung seitlich zwei Flacheisen, als Flügel ausgebildet. Bei Rechtsdrehung wird die Nut geschlossen und die Probe am Ausfließen gehindert. Die Sonde kann geschlossen in den Boden eingetrieben werden, dann geöffnet werden, während durch Tieferschlagen die Probe in den Schlitz eindringt. Anschließend wird die Kammer geschlossen. Der Probeninhalt beträgt im Schlitz ca. 100 - 140 g. Die Feinschichtung bleibt erhalten. Auch hier können entsprechende Laborversuche mit der gewonnenen Probenmenge ausgeführt werden. Hierzu wurden im Labor Spezialsiebe entwickelt, um diese Proben untersuchen zu können. Die Kammersonde kann in lockeren, mitteldicht und dicht gelagerten Böden eingesetzt werden.

Beim Einsatz dieses Sondensystems muß das Gestänge, wie bereits beschrieben, durch ein Führungsrohr am Ausknicken verhindert werden. Dieses Führungsrohr darf nicht in die Gewässersohle einbinden, sondern muß bis eben über die Gewässersohle enden. Hierdurch ist gewährleistet, daß sich, nachdem die Nut gezogen ist, das Schiff bewegen kann, ohne daß die Rohre abgeknickt werden. Um hier eine weitere Bewegungsmöglichkeit zu schaffen, wurde in die Bühne ein Schlitz quer zum Schiff angebracht. Die Führungsrohre hängen dabei auf einer Spezialvorrichtung und, wenn die Sonde im Boden eingetrieben ist, kann sich das Schiff in der Länge des Schlitzes der Bühne bewegen, ohne daß das Rohr verbogen oder abgeknickt wird. Es können dabei Bewegungen des Schiffes bis zu 2 m seitlich aufgenommen werden. Die ersten Versuche erfolgten in der Ostsee in Bereichen mit starker Strömung. Es wurde festgestellt, daß die Führungsrohre keine ausreichende Festigkeit gegen Durchbiegung durch Strömungsdruck boten. Hier wurde zusätzlich zum Führungsrohr ein Mantelrohr von größerer Knickfestigkeit eingesetzt. Dieses Mantelrohr verhindert ein Durchknicken des Führungsrohres, durch seine größere Festigkeit und höheres Gewicht hängt es lotrecht von der Bühne nach unten und gewährleistet, daß die Sonde lotrecht in den Boden eingetrieben werden kann (Abb.12). Die Systeme sind auch von kleineren Schiffen aus einsetzbar. Es wurde hierfür eine Arbeitsbühne, die als Kragbühne an das Schiff angehängt wird, entwickelt, die nach dem Baukastenprinzip entworfen wurde (Abb.13). Sondierungen wurden mit diesem Gerät bereits von mittleren Fischkuttern aus ausgeführt. Es besteht auch die Möglichkeit, in Binnenseen und flachen Gewässern von zwei kräftigeren Ruderbooten oder Pontons, die in Katamaranform durch einen Bodenbelag verbunden sind, zu arbeiten. Bei größeren Sondiertiefen reichen diese Fahrzeuge allerdings nicht mehr aus, da für das Ziehen ein Kran oder ein Prahm mit entsprechender Tragkraft vorhanden sein muß.

3.2.2 Rammsondierungen

Dieses Sondierverfahren gab zunächst nur die Möglichkeit, Bodenproben zu entnehmen, brachte aber keine Aufschlüsse über die Lagerungsdichte. Es wurden daher Rammsonden in gleicher Weise zum Einsatz gebracht und das Ausknicken durch Mantel- und Führungsrohre verhindert. Die schweren und leichten Rammsonden konnten somit zur Überprüfung der Lagerungsdichte des Bodens unter Wasser eingesetzt werden.



Systemskizze Seesondierung

Abb. 12 Sonde (Mantelrohr/Führungsrohr)

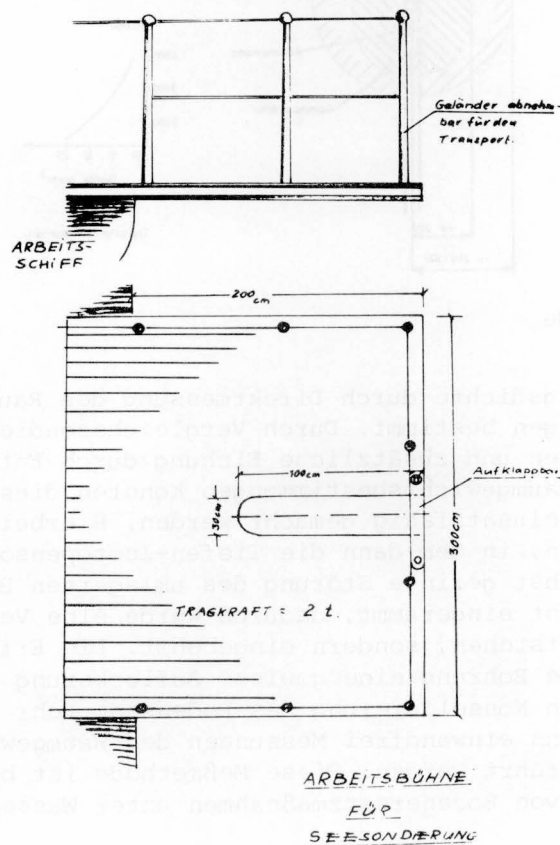


Abb. 13 Kragbühne

3.2.3 Flügelsondierungen

Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz von Flügelsondierungen unterhalb der Gewässersohle. Auch dieses wurde bereits mit Erfolg durchgeführt.

3.2.4 Isotopensondierungen

Eine weitere Sondiermöglichkeit ist die sogenannte "Isotopensonde" (Abb. 14).

Arbeitsschema für Isotopensonde

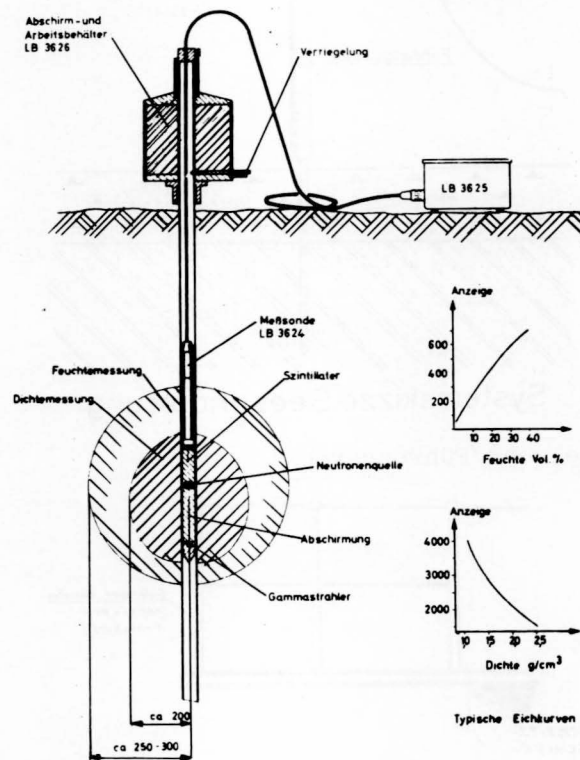


Abb. 14 Isotopensonde

Hier wird die Lagerungsdichte durch Direktmessung des Raumgewichtes mit Dichte-Feuchte-Messungen bestimmt. Durch Vergleichssondierungen mit Spitzendrucksonden, Rammsonden und zusätzliche Eichung durch Entnahme von ungestörten Bodenproben und Raumgewichtsbestimmungen konnten diese Sonden für größere Aufschlußtiefen einsatzfähig gemacht werden. Hierbei wird ein Rohr in den Boden eingetrieben, in dem dann die Tiefen-Isotopensonde zum Einsatz kommt. Um eine möglichst geringe Störung des umlagerten Bodens zu erhalten, wurde dieses Rohr nicht eingerammt, dadurch würde eine Verdichtung des Bodens im Meßbereich entstehen, sondern eingebohrt. Die Erfahrungen zeigten, daß zunächst durch die Bohrung eine gewisse Auflockerung erfolgt, die aber nach kurzer Zeit durch Konsolidierung des Bodens am Rohr nicht mehr vorhanden ist. Es können dann einwandfrei Messungen des Raumgewichtes des anstehenden Bodens durchgeführt werden. Diese Meßmethode ist besonders für Raumgewichtsbestimmungen von Bodenersatzmaßnahmen unter Wasser geeignet.

3.3 Schallmeß- und geoelektrische Verfahren

Ergänzungsmessungen, die ebenfalls in den Bereich Sondierungen zu rechnen sind, sind Untersuchungen mit Schallmeß- und geoelektrischen Verfahren. Mit diesen Verfahren zeichnen sich folgende Möglichkeiten ab:

- a) Erkundung des Untergrundes vor dem Einsatz von kostspieligen Bohrungen auf See, um diese Bohrungen gezielt ansetzen zu können, und zwar in Bereichen, in denen mit dieser Methode Schichtveränderungen festgestellt werden.
- b) Ermittlung von Schichtgrenzen, die bei mit großen Abständen angesetzten Bohrungen interpoliert werden müssen, um die Interpolierung zu kontrollieren und auf größere Genauigkeit zu bringen. Bei den bisher auf dem Markt vorhandenen Geräten konnten dabei nur Schichtgrenzen zwischen in ihren Eigenschaften sehr stark unterschiedlichen Bodenarten ermittelt werden. Besonders brauchbar sind diese Geräte, wenn Schichten mit sehr weicher Konsistenz über Schichten mit sehr fester Konsistenz oder großer Lagerungsdichte vorhanden sind. Die durchgeführten Meßversuche in Bereichen, in denen Bohrreihen vorhanden waren, zeigten, daß die vorhandenen Methoden bei unterschiedlichen Frequenzeinstellungen häufig sehr unterschiedliche Ergebnisse zeigten. Es ist, um diese Methoden einsatzfähig zu machen, erforderlich, umfangreiche Meßreihen an bekannten Bodenprofilen durchzuführen, um hier jeweils die erforderlichen Einstellwerte der Geräte zu ermitteln. Wahrscheinlich ist es notwendig, für die unterschiedlichen Bodenarten mit unterschiedlicher Durchdringbarkeit für die Methoden jeweils die entsprechenden Einstellungen zu ermitteln, um dann solche Geräte mit Erfolg einsetzen zu können. Sie würden umfangreiche Einsparungen kostspieliger Aufschlüsse durch Bohrungen und auch durch Sondierungen im Endeffekt bringen. Hierzu sind aber, wie gesagt, noch umfangreiche Entwicklungsarbeiten und langwierige Versuchsreihen im Feld erforderlich. Unter diesen Voraussetzungen können, wie eingangs in diesem Abschnitt gesagt, Voraussetzungen geschaffen werden und der Einsatz derartiger Geräte Erfolg zeigen.

3.4 Spezialuntersuchungen

Eine Spezialsonde wurde entwickelt, um die Tiefenlage von Dükern zu untersuchen. Diese Sonde ist als "stumpfe" Sonde ausgelegt, um einmal die Tiefenlage des Dükers unterhalb der Gewässersohle festzustellen, gleichzeitig die Bodenarten zu bestimmen, die den Düker jeweils überlagern. Mit den gleichen Sonden können Schiffswracks, die völlig im Sediment eingeschlossen sind bzw. Wrackteile durch rasterförmige Anordnung der Sondierungen erkundet werden. Sie zeigen ebenfalls die Tiefenlage des Wracks und die das Wrack überlagernden Sedimente.

4. Anwendungsbeispiele

4.1 Großdock HDW

Für das in Kiel im Bau befindliche Großdock der Howaldtswerke Deutsche Werft (HDW) zum Bau von Schiffen bis 700.000 NWT führte die BAW-Fachgruppe Geologie - umfangreiche Sondieruntersuchungen durch. Das Bauvorhaben sah einen Unterwasserbodenaustausch bis zu einer Tiefe von NN - 35 m vor.

Zur Durchführung eines Bodenaustausches waren folgende Fragen durch Untersuchungen zu klären:

1. Mögliche Sandentnahmestellen, in denen mehr als 2 Mio cbm Sand von bestimmter Kornzusammensetzung wirtschaftlich entnommen werden konnten, ohne daß hierdurch Gefährdungen der Küste hervorgerufen wurden.
2. Untersuchungen und Abnahme der Sohle der Unterwasserbaugrube bis zu einer Tiefe von NN - 35 m sowie Kontrolle des Verfüllvorganges.
3. Kontrolle und Prüfung der Lagerungsdichte des Bodenersatzmaterials unter Wasser.

Um diese Untersuchungen durchführen zu können, mußten teilweise neuartige Wege beschritten werden und neue Meßtechniken zur Anwendung kommen. Die Suche des Bodenersatzmaterials wurde mit Hilfe von räumlichen Seegrundkartierungen unter der Gewässersohle mit den Spezialsonden der Fachgruppe und besonders mit der Vibrationskernsonde ausgeführt. Die Vibrationskernsonde gewährleistete die Gewinnung ausreichender Probenmengen für die Laboruntersuchungen auf Eignung des Materials. Ein kombinierter Einsatz der verschiedenen Geräte wurde für den Bodenaustausch angesetzt. Die Untersuchung der Unterwasserbaugrube umfaßte eine Kartierung der Sohle der Baugrube auf die dort anstehenden Sedimente und etwaiges "Neusediment" und deren Mächtigkeit, die sich aus dem Baggervorgang ergaben. Für diese Untersuchungen wurden die Vibrationskernsonde und Spezialbodengreifer eingesetzt. Mit Hilfe der Vibrationskernsonde konnte die Lage der Baugrubensohle teilweise auch noch nach bereits erfolgter Überschüttung mit Bodenersatzmaterial festgestellt werden.

Für die Bestimmung der Lagerungsdichte des eingebrachten Bodenersatzmaterials wurden zunächst Spitzendrucksondierungen und schwere Rammsondierungen durchgeführt. Aufgrund von Vergleichssondierungen mit beiden Systemen war es möglich, Nomogramme zu entwickeln, mit deren Hilfe die Schlagzahlen der schweren Rammsonde auf Spitzendruck in kp/cm^2 umgerechnet wurden, um somit eine Einordnung in die verschiedenen Lagerungsdichten zu gewährleisten (Abb.15). Weitere Untersuchungen der Lagerungsdichte durch Direktmessung des Raumgewichtes mit Dichte-Feuchte-Messung erfolgten mit einer Isotopensonde. Hierzu wurden wiederum Vergleichssondierungen mit Spitzendruck- und Rammsonden ausgeführt und zusätzlich Eichungen durch Entnahme von ungestörten Bodenproben und Raumgewichtsbestimmungen daraus durchgeführt.

Die Untersuchungen ergaben wertvolle Aufschlüsse und neue Erkenntnisse über das Verhalten von unter Wasser verklappten rolligen Bodenarten und deren Lagerungsdichten.

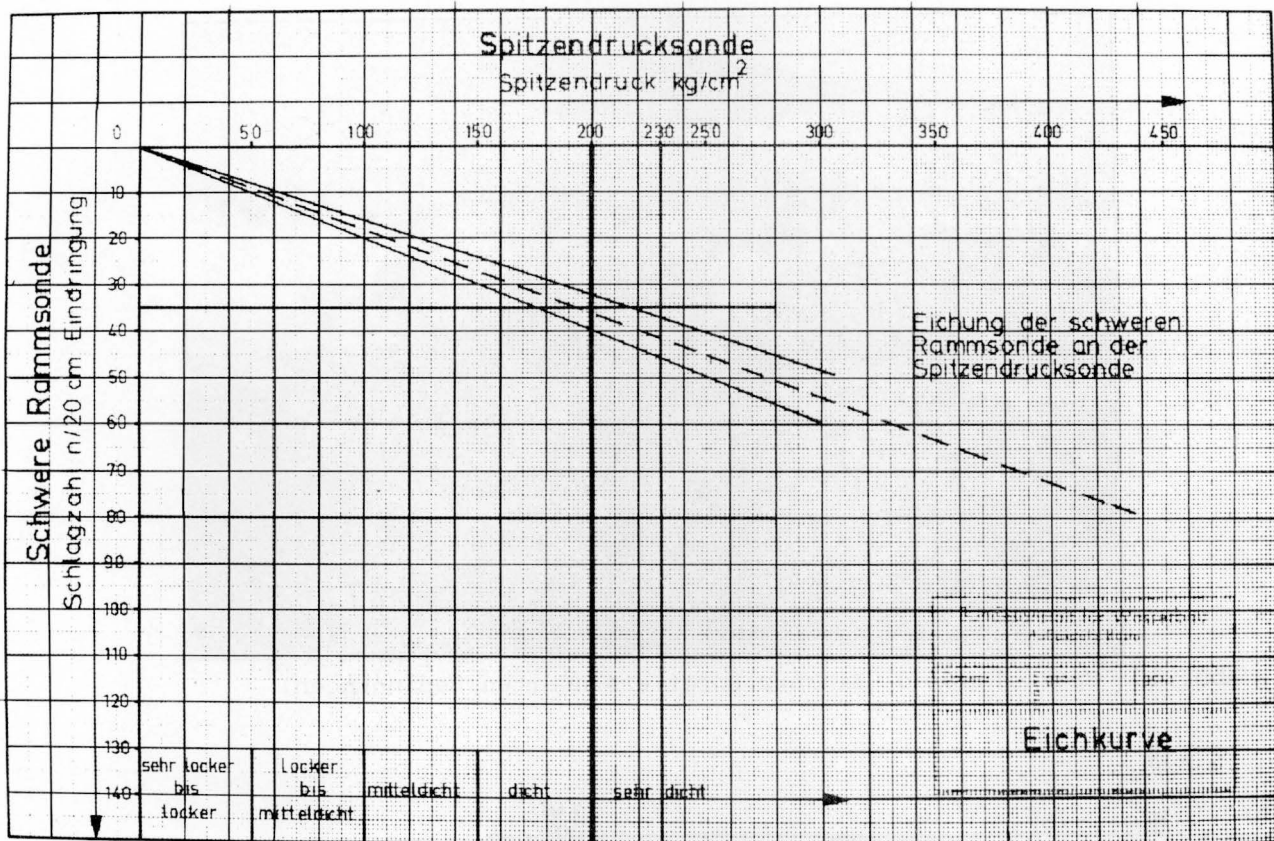


Abb. 15 Vergleich Spitzendrucksonde - schwere Rammsonde

4.2 Hafen Puerto Limon, Costa Rica, Mittelamerika

Bei den weiteren Untersuchungen Ende des Jahres 1973 stellte die Fachgruppe Geologie ein Arbeitsprogramm für Baugrund- und Baustoffuntersuchungen für den Hafen Puerto Limon, Costa Rica im Rahmen der deutschen technischen Hilfe auf. Die Spezialsondiergeräte wurden für diesen Einsatz besonders vorbereitet. Die Untersuchungsarbeiten wurden im Januar 1974 ausgeführt. In den Monaten Januar bis Mai wurden Felduntersuchungen mit den Spezialsondiergeräten für den Bau einer Molen- und Kajenanlage an Ort und Stelle durchgeführt. Ein Teil der Bodenproben wurde in einem Feldlabor ausgewertet, der Rest im Labor in Kiel-Holtenau. Bei diesen Untersuchungen zeigten sich die Variationsmöglichkeiten der Spezialsonden unter erschwerten Bedingungen sowohl von der Wasserbewegung (schwere Dünung) her als auch für den Einsatz von Schiffen ohne Sonderausrüstung (Abb.16).

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde die Auswertung der Eindringgeschwindigkeit der Sonden im Hinblick auf die Festigkeit des Bodens durch vergleichende Laboruntersuchungen weiterentwickelt. Durch Vergleiche zwischen den Eindringgeschwindigkeiten der Sonden je lfdm. mit den Plastizitätsgrenzen und dem natürlichen Wassergehalt ließen sich durch die Sondeneindringungen einwandfreie Rückschlüsse auf die Konsistenz des anstehenden Bodens ziehen. Diese Vergleichsuntersuchungen wurden auch im deutschen Küstenbereich erarbeitet und auch für rollige Bodenarten ermittelt. Hierbei wurden ebenfalls zum Vergleich die Ergebnisse von Rammsondierungen und Spitzendrucksondierungen verwandt (Abb.17).

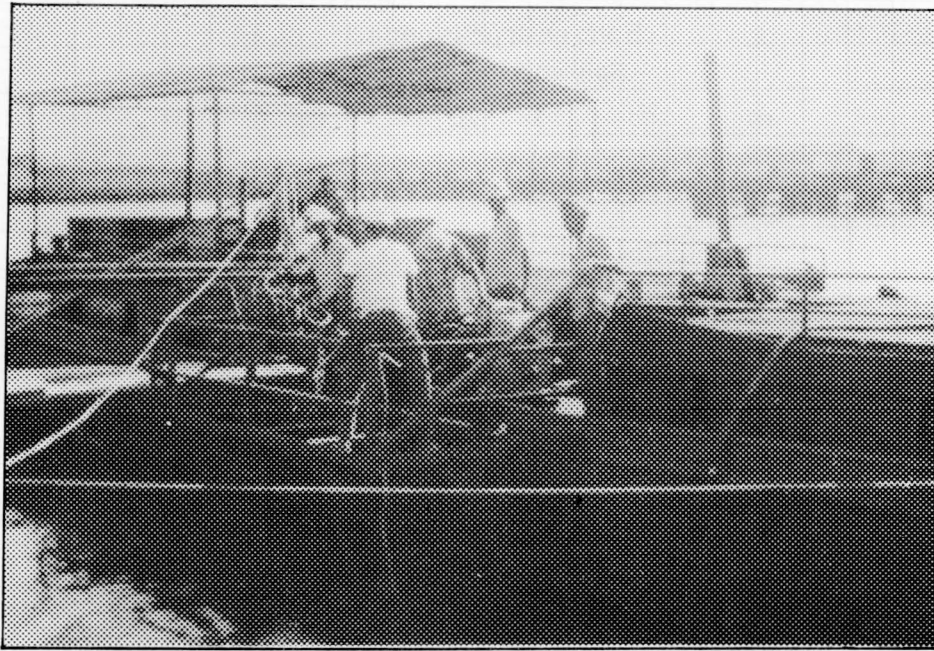


Abb. 16 Spezialsonden (Einsatz unter erschwerten Bedingungen)

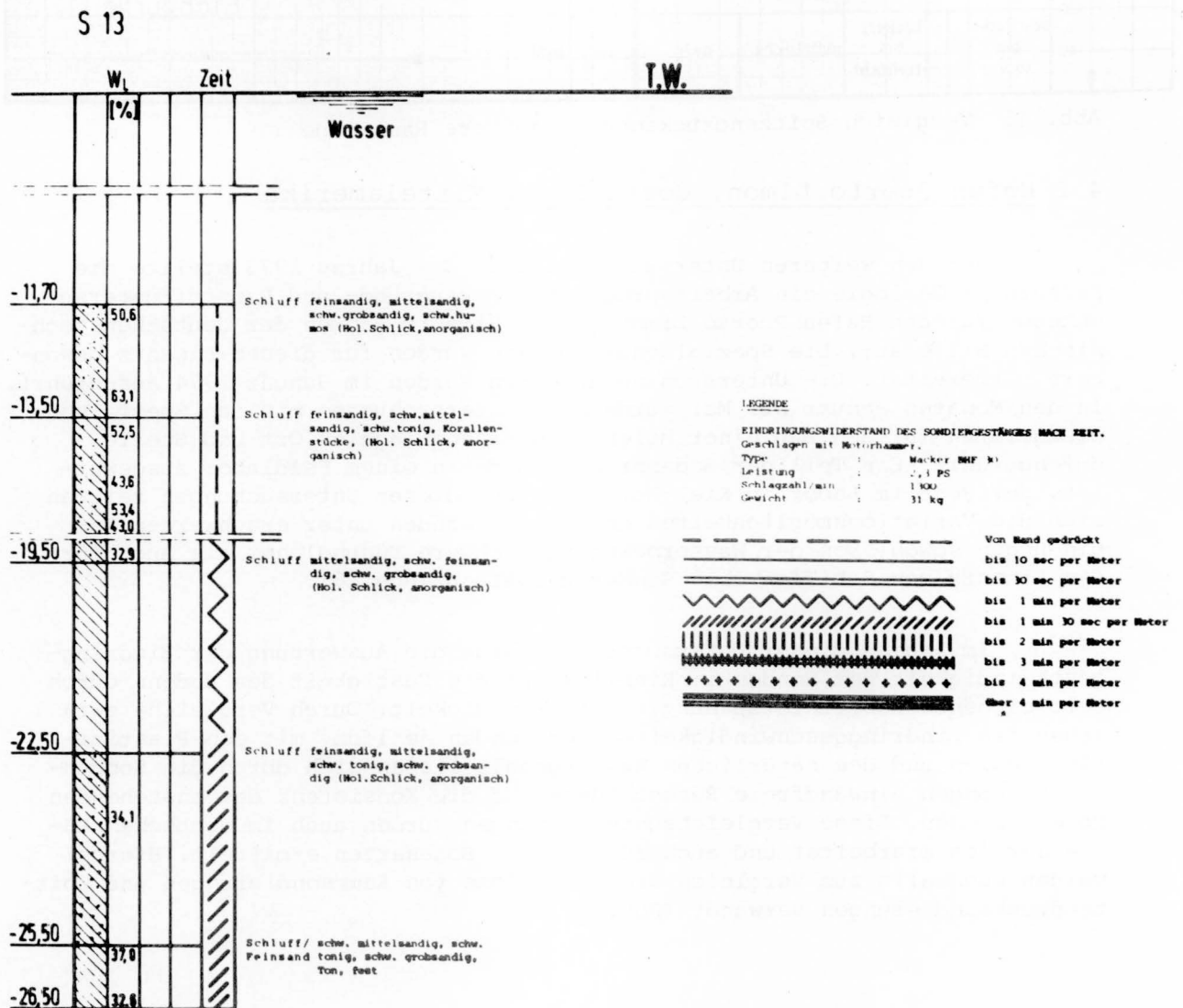


Abb. 17 Vergleich Ergebnisse Rammsondierungen zu Spitzendrucksondierungen

4.3 Vergleichende Messungen längs einer Reihe von Bohrungen im Fehmarnbelt mit Hilfe eines Sparkers der Firma Edgerton

Zur Ergänzung und Verbesserung der Interpolationsgrundlagen bei einer mit großen Abständen durchgeführten Bohrreihe quer zum Fehmarnbelt wurden mit einem Sparker der Firma Edgerton Messungen von Bohrung zu Bohrung durchgeführt. Die Ergebnisse der Bohrungen zeigten, daß folgende Schichtenserie vorhanden war:

1. Holozäne Sedimente (Sand, Torf, Gytja). Die holozänen Sande sind nur im Küstenbereich mit etwas größerer Mächtigkeit vorhanden. Im Bereich des Fehmarnbeltes selbst ist nur ein geringer Schleier zu beobachten gewesen, der sich ständig verlagert. Hier steht der Meeresboden unter Erosion. Es steht Geschiebemergel ohne Überdeckung an.
2. Pleistozäner Beckenton. Dieser Beckenton ist ein Stillwassersediment aus der Rückzugszeit der jüngsten Vereisung, der eine alte pleistozäne Schmelzwasserrinne ausgefüllt hat und nur örtlich ansteht.
3. Pleistozäner Geschiebemergel mit Linsen aus tertiärem Tarras, pleistozänem Beckenton und pleistozänen Sanden.
4. Als tiefste erbohrte Schicht steht tertiärer Tarras an. Es handelt sich um einen Colloid-Ton aus dem Untereozän IV. Diese Tarrasschicht wurde nur in einigen Bohrungen erreicht und mußte auf große Entfernung interpoliert werden. Die Grenze Geschiebemergel-Tarras war die Hauptgrenze, die bei der Kontrollmessung erfaßt werden sollte. Typisches Merkmal ist eine starke Aufwölbung im südlichen Teil des Profils nördlich der Insel Fehmarn. Diese Aufwölbung wird in dem überhöhten Profil stärker sichtbar.

In den weiteren Bereichen ist eine relativ horizontale Grenze zwischen Geschiebemergel und Tarras zu beobachten, die ebenfalls auf sehr weite Entfernung interpoliert werden mußte. Dieses Profil war für die geplante Untersuchung die Möglichkeit, bereits eine Anwendungsform des "Sparkers" zu überprüfen, und zwar die Möglichkeit, bei weiten Bohrabständen einen markanten Horizont, der eine Hauptgrenze im Schichtenaufbau darstellt, zu verfolgen und von Bohrung zu Bohrung zu interpolieren. Das Ergebnis der Messung und das interpolierte Profil nach den Bohrungen zeigen aufgetragen, daß die Grenze Pleistozän-Tertiär mit dem Sparker erfaßt werden konnte. Weitere Schichtgrenzen konnten nicht ausreichend genau ermittelt werden.

5. Schlußbetrachtung

Um ausreichende Sicherheiten über die Genauigkeit der neuen Sondiermethoden zu erhalten, sind vergleichende Meßreihen mit Bohrungen zur Eichung dieser neuen Geräte durchgeführt worden.

Weiterhin wurden wie bereits erwähnt Erfahrungswerte gewonnen, die es zulassen, aus der Eintriebsgeschwindigkeit der Sonde pro lfdm. bei gegebener Antriebsenergie Rückschlüsse über die Lagerungsdichte von rolligen Böden bzw. die Konsistenz von bindigen Böden zu ziehen. Durch Vergleichsuntersuchungen mit Spitzendrucksondierungen und Laboruntersuchungen, und zwar hier durch Vergleiche zwischen den Eindringgeschwindigkeiten der Sonden je lfdm. mit den Plastizitätsgrenzen und dem natürlichen Wassergehalt ließen sich durch die Sondeneindringung einwandfreie Rückschlüsse auf die Lagerungsdichte von rolligen Böden und die Konsistenz von bindigen Böden ziehen. Zum weiteren Vergleich wurden hier die Ergebnisse von schweren und leichten Rammsondierungen und anderen Feldergebnissen herangezogen. Durch diese Erweiterung

der Untersuchungsmöglichkeiten mit Sonden zur Beurteilung von Lagerungsdichten und Konsistenz verbunden mit der ebenfalls entwickelten Möglichkeit, gestörte und ungestörte Proben mit den Sondiergeräten zu gewinnen, lassen sich für die Voruntersuchungen von Wasserbauten mittlerweile zahlreiche kostenaufwendige Bohrungen einsparen und durch Sondierungen ersetzen. Durch die Aussagen der Felduntersuchungen kann häufig auch der Umfang der Laborarbeiten vermindert werden. Diese Möglichkeiten können für einfache Bauwerke auch ohne, teilweise nur sehr schwierig durchführbare Bohrungen ausreichende Untersuchungsergebnisse liefern, wie es z.B. beim Bau von Dalben, Meßpegel u.ä. bereits erfolgt ist. Bei komplizierten Bauwerken lassen sich zumindest die Bohrungen in ihrer Anzahl einschränken und damit ebenfalls Kosten und Zeit einsparen. Mit Hilfe von zwischengeschalteten Sondierungen kann mit den neuen Methoden das Informationsnetz über den Untergrund wesentlich erweitert und verbessert werden, da mit Sondierungen mit geringerem Kostenaufwand ein dichteres Untersuchungsnetz möglich ist.

6. Literatur

- [1] RUCK, K.-W. : Voruntersuchungen und Baugrundverhältnisse für eine Brücke über den Fehmarn-Belt.
"Der Bauingenieur" 44.Jahrgg. 1969, Heft 5,
Berlin 1969, Springer-Verlag

- [2] RUCK, K.-W. : Baugeologie der Lockergesteine im Nord- und Ostseeraum.
"Grundbau-Taschenbuch", Bd. I, Ergänzungsband
1971, Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin,
München, Düsseldorf.
Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau 1968/69.

Ing. H. S a g a w e

KRAFT- UND SPANNUNGSMESSUNGEN
AN DER CONTAINERKAJE IN BREMERHAVEN

Measurements of Forces and Stresses at the
Containerkaje in Bremerhaven

Zusammenfassung

In dem Bericht werden Ergebnisse von Langzeitmessungen an Pfählen und Spundwänden eines Kajeubauwerkes mitgeteilt, bei dem komplizierte Baugrundverhältnisse vorlagen.

Summary

The report gives results of long-term measurements on piles and sheetpile-walls of a pier construction with difficult subsurface conditions.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	145
2. Zweck der Messungen	145
3. Meßverfahren	145
4. Umfang der Messungen	146
5. Biegespannungen in der vorderen Spundwand und in der P 1-Tragpfahlreihe	147
6. Normalspannungen im P 1-Tragpfahl, Kraftverlauf entlang des Pfahles	149

1. Einleitung

Im Jahre 1971 wurde im Hansestadt Bremischen Amt in Bremerhaven die Möglichkeit erörtert, an der seinerzeit im Bau befindlichen Containerkaje Kraft- und Spannungsmessungen an einer Reihe von tragenden Konstruktionselementen über einen Zeitraum von mehreren Jahren durchzuführen. Es wurde damals beschlossen, solche Langzeitmessungen in zwei voneinander getrennten Kajequerschnitten vorzusehen und Spundbohlen und Tragpfähle in diesen Querschnitten sowie auch Bewehrungsstähle in der Kajeplatte mit diesbezüglichen Meßstellen ausrüsten zu lassen.

Die Abteilung Erd- und Grundbau der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe wurde mit der Durchführung dieser Messungen und dem Einbau der dazu erforderlichen Meßeinrichtungen beauftragt. Die BAW hatte bereits vor dieser Zeit bei Probelastungen einzelner Gründungspfähle der Kaje ähnliche Spannungsmessungen durchgeführt und aus den Meßergebnissen dann die Mantelreibungsverteilung entlang der Pfähle ermittelt.

Die Messungen wurden im Juli 1974 abgeschlossen. Aus den vorliegenden umfangreichen Ergebnissen soll hier auszugsweise über die ermittelten Spannungen und Kräfte in einigen Spundbohlen und Tragpfählen berichtet und Sinn und Zweck dieser Messungen dargestellt werden, wobei die bodenmechanische Interpretation der Meßergebnisse wegen des komplexen Tragverhaltens der Gründungselemente in diesem Rahmen nur andeutungsweise erfolgen kann.

Eine umfassende Beschreibung des Bauwerkes enthalten die diesbezüglichen Veröffentlichungen von Dr.-Ing. Schenck in der Fachzeitschrift "Die Bautechnik", Heft 5, 6 u. 7/1975.

2. Zweck der Messungen

Infolge von Bodenaustausch war in einer Tiefe von NN - 17,00 m zwischen dem eingespülten Seesand und dem gewachsenen Boden durch erneute Ablagerung auf der Baggersohle eine etwa 0,5 m dicke Schlackschicht verblieben. (Bild 1) Diese Schlackschicht stellte bis zu ihrer Konsolidierung eine Gleitfläche für den darüber liegenden Seesandkörper dar und konnte somit eine in ihrer Größe und Wirkung nicht abschätzbare, seewärts gerichtete Horizontalbeanspruchung der Kajeonstruktion bewirken.

Diese besondere Problematik veranlaßte seinerzeit den Bauherrn, wie eingangs erwähnt, die in den einzelnen Gründungselementen auftretenden Spannungen und Kräfte mit meßtechnischen Mitteln zu erfassen und hier besonders die nach der ersten Abbaggerung der Sohle vor der Wand eintretenden Spannungsänderungen an den Gründungspfählen und den Spundwänden festzustellen und über einen längeren Zeitraum zu beobachten.

3. Meßverfahren

Da Dehnungsmeßstreifen sich bei ausreichender Erfahrung in der Einbautechnik als die bis jetzt einzigen Meßelemente ohne nennenswerte Ausfälle an Spundbohlen und Stahlpfählen mit in den Boden einrammen las-

sen, konnte bei diesen Messungen nur das elektrische Widerstandsverfahren zur Anwendung gelangen. Hier waren alle Meßstellen bereits vor dem Rammen in die betreffenden Stahlpfähle und Spundbohlen einzubauen und mit diesen zusammen dann einzurammen.

Da dieses Meßverfahren in der technischen Literatur umfassend veröffentlicht ist, wird hier auf weitere Einzelheiten nicht mehr eingegangen.

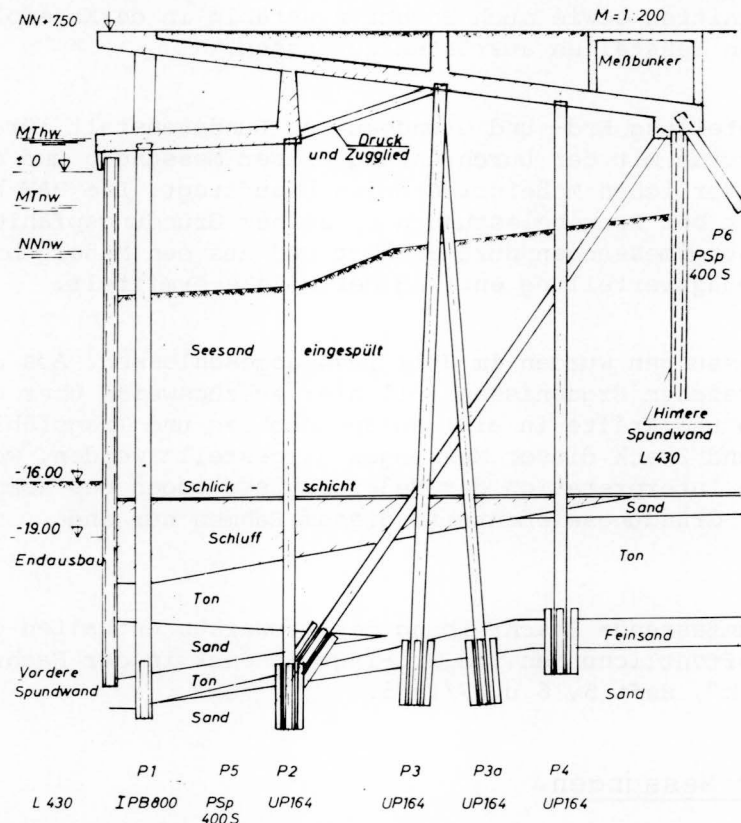


Abb.1 Kajenquerschnitt innerhalb der Meßzone

4. Umfang der Messungen

Die Messungen erfolgten in zwei getrennten Kajenquerschnitten im Block 10. Bild 1 zeigt einen solchen Querschnitt mit allen darin befindlichen Konstruktionselementen und den anstehenden Bodenschichten.

Die Draufsicht in Bild 2 läßt dann die eigentliche Meßzone mit den beiden "Kajen-Meßquerschnitten Nord und Süd" erkennen. Hier sind die Meßbohlen in der vorderen und in der hinteren Spundwand und die Meßpfähle in den Tragpfahlreihen deutlich gemacht.

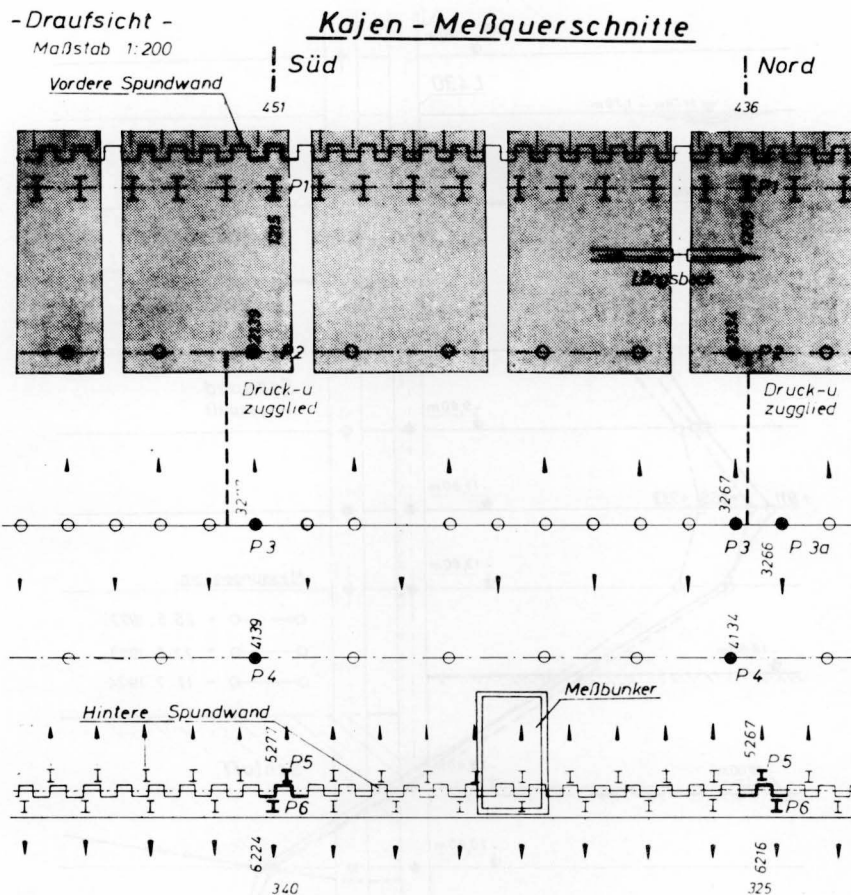


Abb.2 Kajen-Draufsicht im Meßzonenbereich

5. Biegespannungen in der vorderen Spundwand und in der P 1 - Tragpfahlreihe

Die Bilder 3 und 4 zeigen jeweils aus einem der beiden Kajen-Meßquerschnitte den Verlauf der Biegespannungen in der vorderen Spundwand und in dem unmittelbar hinter der Spundwand stehenden P 1 - Tragpfahl nach der Tiefe zu graphisch aufgetragen. Es handelt sich dabei um die letzten drei Messungen aus den Jahren 1972, 1973 und 1974. Die Abbaggerung der Sohle vor der Wand auf NN - 16,00 m war bereits einige Monate vor der Messung 1972 (Mai) erfolgt.

Der Verlauf der Biegespannungen in der vorderen Spundwand zeigt, daß das Momentenmaximum bei allen drei Kurven auf gleicher Höhe, und zwar bei NN - 11,80 m liegt und daß die maximalen Biegespannungen nach der Abbaggerung der Sohle vor der Wand auf 911 kp/cm^2 angewachsen sind.

Bei der Betrachtung des Biegespannungsverlaufes am P 1 - Tragpfahl fällt vor allem das starke Anwachsen der Biegespannungen im Bereich der oberen Meßquerschnitte auf. Während von 1972 bis 1973 die Biegebeanspruchung dieses Pfahles sich kaum verändert hat, ist danach im Zeitraum bis zur Messung im Jahre 1974 eine erhebliche Zunahme dieser Spannungsgrößen festzustellen. Die maximalen Biegespannungen sind von 665 kp/cm^2 auf 856 kp/cm^2 angewachsen und haben sich dabei nach oben verlagert.

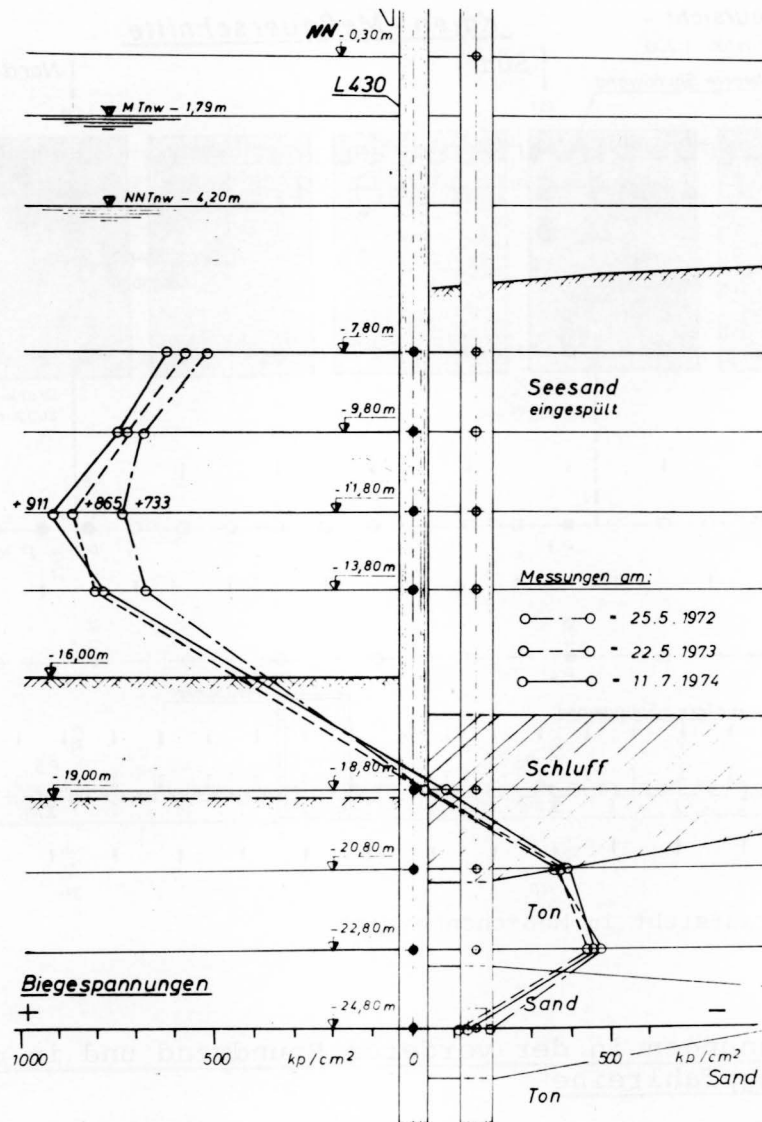


Abb.3 Biegespannungsverlauf in einer Meßbohle der vorderen Spundwand

Zusammenfassend ist aus der Biegespannungsverteilung sowohl an der Meßbohle in der vorderen Spundwand als auch am Meßpfahl in der P 1 - Tragpfahlreihe zu erkennen, daß trotz der obengenannten Biegespannungszunahme die befürchtete Horizontalbeanspruchung der vorderen Spundwand und der dahinterstehenden Gründungspfähle infolge seewärts gerichteten Gleitens des eingespülten Seesandkörpers nicht oder nur unbedeutend eingetreten ist. Das heißt, das Gleiten des Seesandkörpers ist vom Zeitpunkt der ersten Abbaggerung der Sohle vor der Wand bis zur letzten Messung im Juli 1974 nicht zustande gekommen. Die ermittelten Biegespannungsgrößen liegen hier weit unterhalb einer kritischen Beanspruchung und werden vermutlich hauptsächlich nur vom eigentlichen Erddruck hinter der Wand bewirkt.

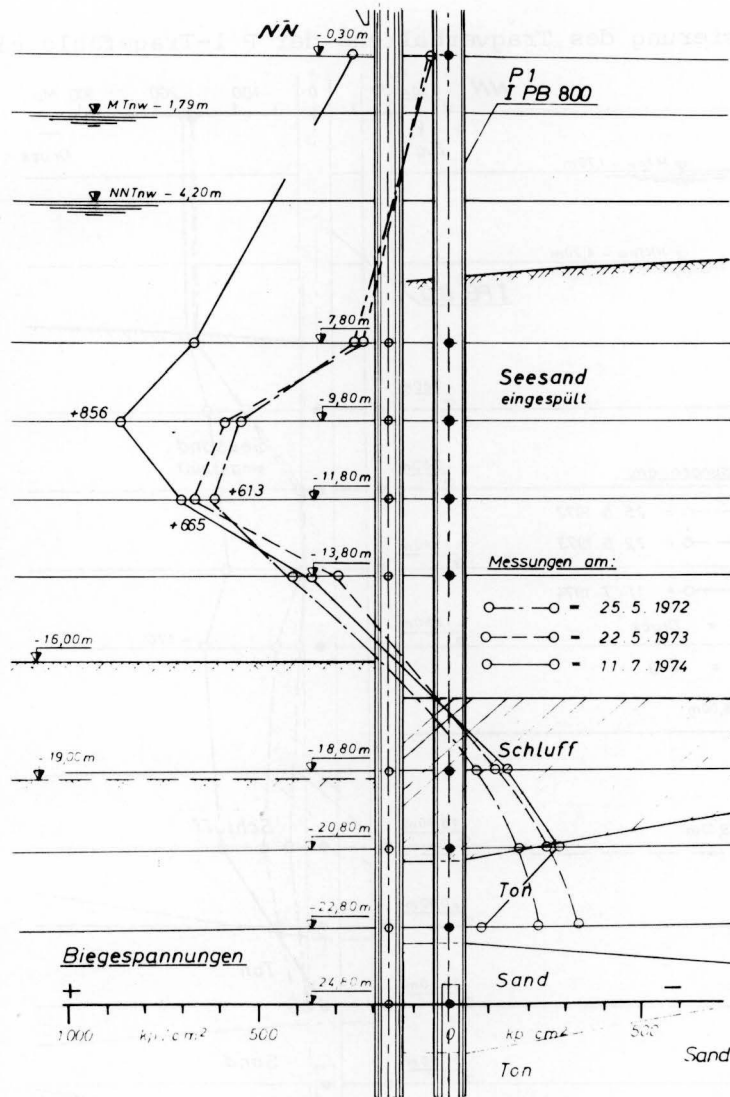


Abb.4 Biegespannungsverlauf in einem Meßpfahl in der P 1-Tragpfahlreihe

6. Normalspannungen im P 1-Tragpfahl, Kraftverlauf entlang des Pfahles

Auf Bild 5 ist der Kraftverlauf am Pfahl nach der Tiefe zu aufgetragen. Es handelt sich dabei wiederum um die drei letzten Messungen in der Zeit von 1972 bis 1974. Diese graphische Auftragung läßt die bodenmechanischen Vorgänge an diesem Pfahl gut erkennen. So wird zum Beispiel sichtbar, daß bis zum Mai 1973 die am Pfahlkopf aufgenommenen Normalkräfte (Nutzlasten) bereits im oberen Bereich des eingespülten Seesandkörpers in den Boden eingetragen werden. Das ist ein Vorgang, der bis zu diesem Zeitpunkt auf eine außergewöhnlich hohe wirksame Mantelreibung zwischen Pfahlmantel und Boden schließen läßt.

Aus dem aufgetragenen Kurvenverlauf ist jedoch auch zu ersehen, daß bis zum Zeitpunkt der letzten Messung im Juli 1974 die Eintragung der Normalkräfte in den Boden nicht mehr nur im oberen Bereich des eingespülten Seesandes sondern kontinuierlich bis hinunter in den gewachsenen Boden erfolgt. Dieser Vorgang deutet darauf hin, daß bis zum Juli 1974 eine

gewisse Normalisierung des Tragverhaltens der P 1-Tragpfähle eingetreten ist.

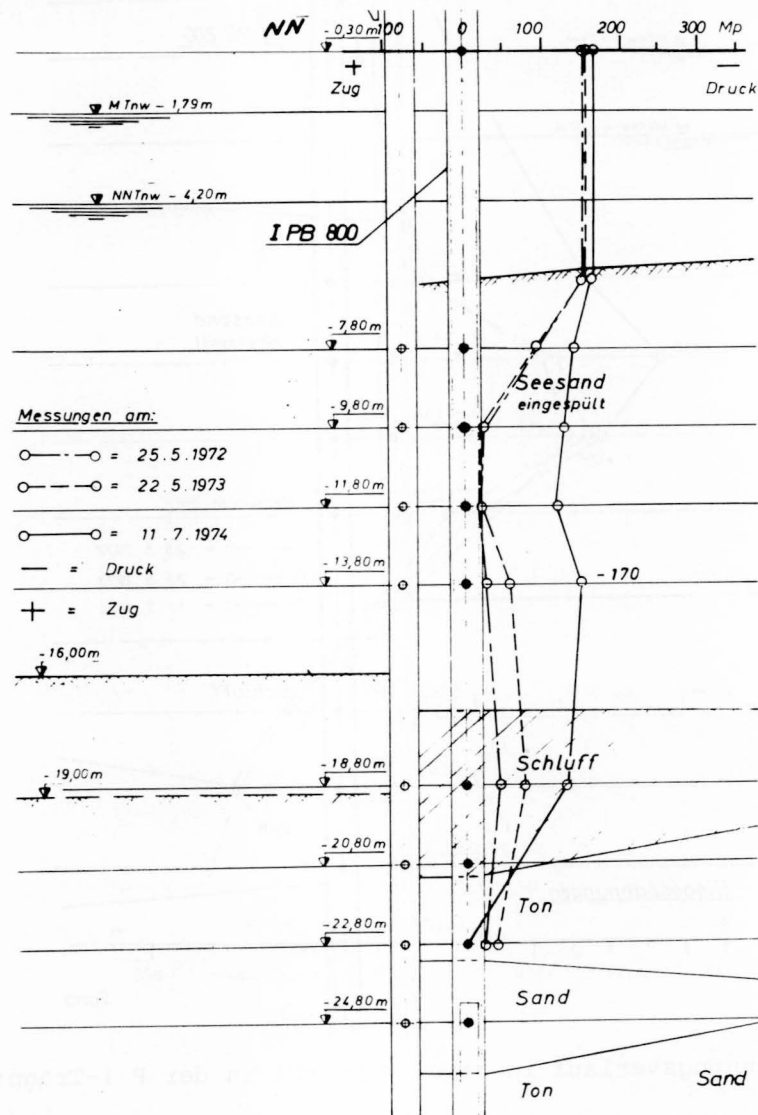


Abb.5 Normalkraftverlauf in einem Meßpfahl in der P 1-Tragpfahlreihe

Das Wiederanwachsen der Druckkräfte im Bereich von NN - 11,80 m bis NN - 13,80 m ist offensichtlich auf den Einfluß negativer Mantelreibung zurückzuführen, von der sicherlich auch die darüberliegenden Meßquerschnitte auf Grund der dort sichtbaren Reduktion der aufgetretenen Druckkräfte mit beeinflusst worden sind.

Negative Mantelreibung deutet jedoch auf Setzungstendenzen des darunter anstehenden Bodens hin. Solche Setzungen können zu einem Teil bereits durch Konsolidierungserscheinungen der zwischen dem eingespülten Seesand und dem gewachsenen Boden abgelagerten Schluckschicht bewirkt und zum anderen Teil durch Setzungen der anstehenden Schluff- und Tonschichten hervorgerufen worden sein.

Der Beginn der Konsolidierung der Schluckschicht in der Zeit vor Juli 1974 und das Ausbleiben einer mehr oder weniger großen seewärts gerichteten Bewegungstendenz des eingespülten Seesandkörpers nach der Abaggerung

der Sohle vor der Wand stehen sicherlich in einem ursächlichen Zusammenhang und sind so als herausragender Teil der Ergebnisse dieser Messungen zu sehen, über die hier in kurzgefaßter Form berichtet wurde.

Dr.-Ing. H. S c h u l z

ÜBERLEGUNGEN ZUR FÜHRUNG DES NACHWEISES DER STANDSICHERHEIT IN DER TIEFEN GLEITFUGE

Considerations upon the Calculation of the Stability
at the Lower Failure Plane

Zusammenfassung

Im Zuge der Anwendung von Permanentverpreßankern zur Sicherung von Uferwänden wird der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nach Kranz im Lichte neuerer theoretischer und experimenteller Forschungsarbeiten betrachtet. Es wird vorgeschlagen, als Sicherheitsdefinition die Felleniusregel zu verwenden. Zum Ansatz der Erddruckkräfte, der Wasserdruckkräfte und zur Wahl der Gleitfläche werden Hinweise gegeben.

Summary

With the use of permanent grouted anchors in the construction of embankments the calculation of the stability at the lower failure plane according to Kranz is considered in the light of new theoretical and experimental research work. It is proposed to use the rule of Fellenius as definition of safety. Suggestions are made to the earthpressure forces, waterpressure forces and to the choice of the failure plane.

I n h a l t

	Seite
1. Einleitung	156
2. Grundprinzip des Nachweises	156
3. Zum Ansatz der Gleitfuge	158
3.1 Allgemeines	158
3.2 Ansatz der tiefen Gleitfuge an der Stützwand	158
3.3 Gekrümmte Gleitfuge	158
3.4 Gerade Gleitfuge	160
3.5 Krafteinleitung	160
3.6 Maßgebende Gleitfuge	161
4. Innerer oder äußerer Schnitt	161
4.1 Innerer Schnitt	161
4.2 Äußerer Schnitt	161
5. Zum Ansatz der Erddruckkräfte	162
5.1 Erddruckkraft	162
5.2 Erdwiderstandskraft	163
5.3 Erddruckkraft auf die Ersatzankerwand	163
6. Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Stützwand	164
7. Zum Ansatz des Wasserdruckes	164
7.1 Ruhendes Wasser	164
7.2 Strömendes Wasser	164
8. Zur Sicherheitsdefinition	164
8.1 Sicherheit bezogen auf die Ankerkräfte	164
8.2 Sicherheit bezogen auf die Scherspannungen	165
9. Vergleich mit Geländebruch	169
10. Literatur	170

Liste der verwendeten Symbole

A	Ankerkraft
A_h	Horizontalkomponente der Ankerkraft
B	Breite des Gleitkörpers
E_1	Erddruck auf die Ersatzankerwand
E_p	Erdwiderstand
G	Gewicht
Q	Gleitflächenkraft
ΔS	Resultierende der auf die vertikalen Gleitkörperseitenflächen wirkenden Kräfte einschl.i.d. Gleitfuge geschnittener Ankerkräfte
V	Vertikale Differenzkraft an der Stützwand
W_r	Wasserdruckkraft am rechten Schnittufer
W_l	Wasserdruckkraft am linken Schnittufer
a	Ankerabstand
e	Verschiebungsmaß für Ersatzankerwand
l_r	rechn. Krafteinleitungsstrecke
u	Wasserdruck auf der Gleitfläche
c'	eff. Kohäsion
ϕ'	eff. Winkel der inneren Reibung
ε	Richtungswinkel von ΔS gegen die Horizontale
θ	Gleitflächenwinkel gegen die Horizontale
δ_1	Neigungswinkel der Erddruckkraft E_1
δ_p	Neigungswinkel der Erdwiderstandskraft gegen die Horizontale
β	Neigungswinkel der Anker gegen die Horizontale
η	Sicherheit
η_p	Sicherheitsbeiwert für die Erdwiderstandskraft
i	Index der laufenden Lamellen
j	Index für die Summation über alle Ankerlagen
m	Index, der Mittelwerte angibt
n	Index für die Summation der geschnittenen Ankerlagen
a	Index bei Kräften am aktiven Erddruckkeil
1	Index bei Kräften am Ersatzerddruckkeil
mögl	möglich
vorh	vorhanden
mob	mobilisiert.

1. Einleitung

Beim Ausbau bestehender Bundeswasserstraßen im Binnenbereich hat sich in der letzten Zeit häufig der ein- oder zweiseitige Spundwandausbau, bei dem die Uferwand im allgemeinen durch eine unter 45° geneigte, am Spundwandkopf angreifende Ankerlage gehalten wird, als wirtschaftlich erwiesen. Für die Bemessung der Länge dieser Verankerung steht das in der EAU 1971 dargestellte Verfahren nach Kranz zur Verfügung, welches solange keine Schwierigkeiten bereitet, solange die Anker nicht vorgespannt sind, also die klassische Ankerwand, Ankertafeln, Spundbohlen oder MV-Pfähle verwendet werden.

Bei schwierigen Baugrundbedingungen wurden in der jüngsten Vergangenheit jedoch auch vorgespannte Anker für die Sicherung der Uferwände eingesetzt, bei denen die Frage der Führung des Standsicherheitsnachweises in der tiefen Gleitfuge erneut aufgeworfen worden ist. Darüberhinaus hat die wissenschaftliche Erforschung des Tragverhaltens rückverankerter Wände, verursacht durch die zunehmende Anwendung bei der Sicherung von senkrechten Baugrubenböschungen, einen erheblichen Fortschritt zu verzeichnen, so daß nachfolgend einiges zur Führung dieses Nachweises unter Berücksichtigung der neueren Erkenntnisse mitgeteilt werden soll.

2. Grundprinzip des Nachweises

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nach Kranz, 1953, wird im wesentlichen als bekannt vorausgesetzt (EAU, 1971), weshalb nur die Grundzüge des Verfahrens erläutert werden sollen.

Dem Nachweis liegt die Vorstellung zugrunde, daß die über die Anker eingeleiteten Kräfte durch die Mobilisierung von Scherspannungen in der tiefen Gleitfuge aufgenommen werden können (Abb.1).

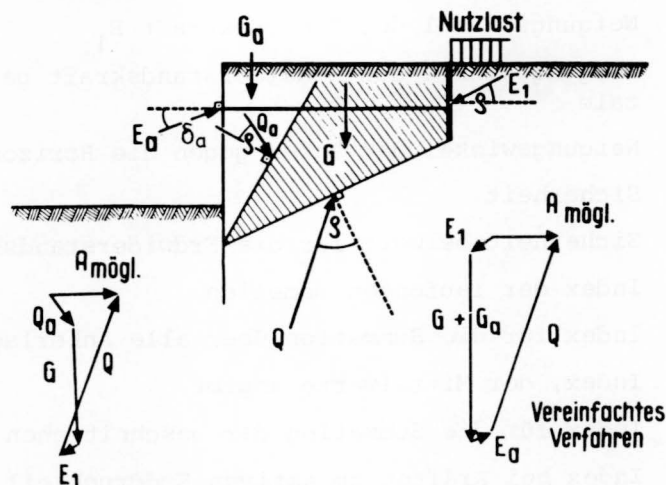


Abb. 1 Ermittlung der Standsicherheit der Verankerung in der tiefen Gleitfuge

Der über der tiefen Gleitfuge liegende Bodenkörper wird nach Kranz, 1953, von der in der Gleitfuge des aktiven Erddruckkeils wirkenden Gleitflächenkraft Q_a und von der auf die Anker- bzw. Ersatzankerwand wirkenden

Erddruckkraft E_1 sowie von seinem Eigengewicht G_1 beansprucht. Q_a ergibt sich bei dieser Betrachtung als innere Kraft aus dem Gleichgewicht am aktiven Erddruckkeil, so daß sofort der gesamte Bodenkörper über der Gleitfuge in die Betrachtung einbezogen werden kann, zumal in neueren Modellversuchen die Bildung von aktiven Gleitflächen vom Stützwandfußpunkt aus nicht beobachtet worden ist (Schmitt, 1974, Wolff, 1975, Abb.2).

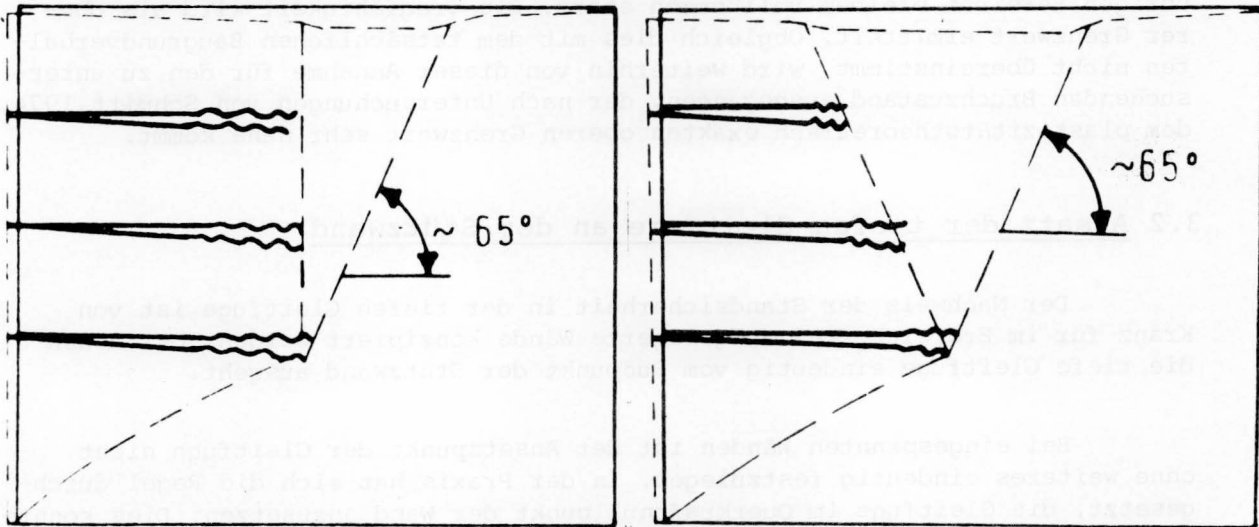


Abb. 2 Lage und Form der Gleitflächen in Modellversuchen, nach Wolff, 1975

Die in der tiefen Gleitfuge wirkende Gleitflächenkraft Q liefert im Krafteck bei voller Ausschöpfung der Scherfestigkeit- gegebenenfalls unter Einschluß einer in der Gleitfuge anzusetzenden Kohäsionskraft - die maximal mögliche Ankerkraft (Abb.1).

Weitere Einzelheiten zu dem Verfahren sind aus der angegebenen Literatur zu entnehmen. Damit das Verfahren in sich widerspruchsfrei ist, müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein (Kranz, 1953):

- a) die Stützwand selbst ist starr und mitsamt der Ankeranschlüsse stand-sicher,
- b) die Ankerkräfte können an das Erdreich abgegeben werden,
- c) die Stützwand wird durch den aktiven Erddruck belastet,
- d) die Plastifizierung erfolgt nur in den untersuchten Gleitflächen, im übrigen Bereich ist der Boden vollkommen starr,
- e) die Anker sind nicht vorgespannt,
- f) die tiefe Gleitfuge wird als Gerade angesetzt.

Auf die Punkte c), d), e) und f) wird nachfolgend eingegangen, die Punkte a) und b) können als jederzeit erfüllbar angesehen werden.

3. Zum Ansatz der Gleitfuge

3.1 Allgemeines

Bei dem Nachweis werden eindeutige Gleitlinien vorausgesetzt, die übrigen Bereiche bleiben vollkommen starr. Die Tragfähigkeit wird als oberer Grenzwert ermittelt. Obgleich dies mit dem tatsächlichen Baugrundverhalten nicht übereinstimmt, wird weiterhin von dieser Annahme für den zu untersuchenden Bruchzustand ausgegangen, der nach Untersuchungen von Schmitt, 1974, dem Plastizitätstheoretisch exakten oberen Grenzwert sehr nahe kommt.

3.2 Ansatz der tiefen Gleitfuge an der Stützwand

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge ist von Kranz für im Erdreich frei aufgelagerte Wände konzipiert worden, bei denen die tiefe Gleitfuge eindeutig vom Fußpunkt der Stützwand ausgeht.

Bei eingespannten Wänden ist der Ansatzpunkt der Gleitfuge nicht ohne weiteres eindeutig festzulegen. In der Praxis hat sich die Regel durchgesetzt, die Gleitfuge im Querkraftnullpunkt der Wand anzusetzen. Dies konnte bisher weder durch Modellversuche noch durch Berechnungen geklärt werden. Es scheint jedoch insofern sinnvoll zu sein, als die Verformung der Wand diesen Punkt von der Kinematik her als Ansatzpunkt für die tiefe Gleitfuge nahe legt.

Weitere Überlegungen in dieser Richtung sind von Schmidt, 1974, angestellt worden, der den Anfangspunkt der Gleitfuge solange variiert hat, bis sich für die Standsicherheit ein Minimum ergeben hat.

Da jedoch mit der üblichen Vorgehensweise bisher keine Schäden eingetreten sind, ist es sinnvoll, den bisherigen Ansatzpunkt der tiefen Gleitfuge beizubehalten, obgleich hiermit wahrscheinlich nicht die wirtschaftlichste Lösung gegeben ist.

3.3 Gekrümmte Gleitfuge

Bereits Kranz weist darauf hin, daß die sich zwischen Stützwandfußpunkt und Fußpunkt der Ankerwand einstellenden Gleitflächen gekrümmt sind, daß aber die gerade tiefe Gleitfuge von allen untersuchten Gleitfugen jeweils den kleinsten Verankerungswiderstand ergeben hat. Durch eine Reihe von Modellversuchen (z.B. Jelinek/Ostermayer, 1967, Stavropoulos, 1972, Schmitt, 1974, Wolff, 1975) ist im Rahmen der Gültigkeit von Modellversuchen nachgewiesen worden, daß nach oben gewölbte Gleitflächen (Abb.2) auftreten.

In den Modellen mit durchgehenden Ankerplatten (ebener Verformungszustand) gingen die tiefen Gleitfugen in der Regel jeweils von der Hinterkante der Verankerungsstrecken aus. Überträgt man diese Beobachtung vom Modell auf die Natur, so muß man die gekrümmten Gleitfugen tatsächlich am Fußpunkt der Anker beginnen lassen.

Bei Einzelankern, wie sie in der Natur sehr häufig vorkommen, liegt jedoch kein ebener, sondern ein räumlicher Verformungszustand vor. Dies be-

deutet, daß bei großen Ankerabständen jeder Einzelanker einen mehr oder weniger keilförmigen Erdblock zur Übertragung der eingeleiteten Kräfte mobilisiert.

Um mit den für den ebenen Fall geltenden Verhältnissen rechnen zu können, muß die Ersatzankerwand so weit in Richtung Stützwand vorgeschoben werden, daß in der Ebene der Ersatzankerwand die Bedingungen des ebenen Deformationszustandes erfüllt sind.

Die EAU (E 66) gibt für diese Verschiebung kein Maß an. Der Abstand der Anker darf jedoch nicht größer als die halbe Krafteinleitungsstrecke sein. Die Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" 1974 geben das Verschiebungsmaß grundsätzlich mit $e = 1/2 a$ an. Stavropoulos, 1972, schlägt vor, die Kraftausbreitung unter dem Reibungswinkel anzunehmen und das Maß, um das die Ersatzankerwand in Richtung der Stützwand verschoben werden muß, bei sonst gleichen Verhältnissen wie in der EAU mit dem Wert

$$e = \frac{a}{4 \cdot \tan \phi'} \quad (1)$$

anzusetzen. Hierbei wird der ebene Zustand bereits als gegeben angesehen, wenn die Ersatzankerwand in der Mitte zwischen Ankerende und tatsächlicher Ebene gleichmäßiger theoretischer Spannungsverteilung (Abb.3, Abstand $a/(2 \cdot \tan \phi')$ vom Ankerende) angesetzt wird.

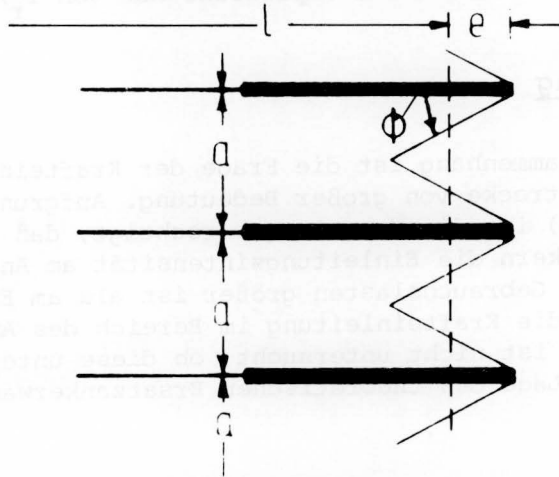


Abb. 3 Erforderlicher Zuschlag zur theoretischen Ankerlänge

Dieses Problem tritt in der Regel bei den hochtragfähigen, auch in bindigen Böden anwendbaren Permanent-Verpreßankern mit Krafteinleitung vom Ankerfuß her auf.

Nach der EAU müßte bei Anwendung einer gekrümmten tiefen Gleitfuge in Verbindung mit Einzelankern die Ersatzankerwand zur Berücksichtigung des ebenen Deformationszustandes erst dann nach vorn gesetzt werden, wenn der Abstand der Anker größer als die halbe rechnerische Krafteinleitungsstrecke wird. Dies ist nach Lage der Dinge inkonsequent, weshalb hier vorgeschlagen wird, die Ersatzankerwand grundsätzlich um das durch Glg (1) angegebene Maß zu verschieben. Abschließend sei noch erwähnt, daß bei Ansatz einer gekrümmten Gleitfuge die Form der Gleitfläche solange variiert werden muß, bis ein Minimum für die Standsicherheit gefunden worden ist.

Ein praktikables Verfahren zeigten Jelinek/Ostermayer, 1967, auf. Hierbei wird die Form der als Gleitfläche gewählten logarithmischen Spirale bzw. deren Ursprung in Abhängigkeit vom Reibungswinkel des Bodens variiert. Eine weitere Möglichkeit eines schnellen Auffindens von log. Spiralen findet sich bei Weißenbach, 1975. Die Untersuchung wird einfacher, wenn der Schnittpunkt der Resultierenden aller bekannten Kräfte konstant gehalten werden kann. In Abschnitt 8 wird eine weitere Möglichkeit für den Nachweis bei gekrümmter Gleitfuge gezeigt.

3.4 Gerade Gleitfuge

Gerade Gleitflächen zwischen Stützwandfußpunkt und Fußpunkt der Anker- oder Ersatzankerwand erleichtern die rechnerische Behandlung des Standsicherheitsproblems wesentlich, so daß diese Form der Gleitfläche für die praktische Arbeit bisher die größere Bedeutung erlangt hat.

Bei der Anwendung der geraden tiefen Gleitfuge auf Einzelanker empfiehlt die EAU, den Fußpunkt der Ersatzankerwand in der Mitte der Krafteinleitungsstrecke zu wählen. Damit kann die in der einfacheren Form der Gleitfläche liegende Unsicherheit als abgedeckt angesehen werden. Tatsächlich täuschen gerade tiefe Gleitfugen in vielen Fällen höhere Sicherheiten vor als wirklich gegeben sind. Deshalb scheint es gerechtfertigt, den Ansatzpunkt der geraden tiefen Gleitfuge von vornherein in Richtung Stützwand zu verschieben. Bisher ungeklärt, weder durch Versuche noch durch Berechnungen, ist, ob das in der EAU empfohlene Maß von $l_r/2$ gerechtfertigt ist.

3.5 Krafteinleitung

In diesem Zusammenhang ist die Frage der Krafteinleitung entlang der Krafteinleitungsstrecke von großer Bedeutung. Aufgrund von Messungen in der BAW (Abb.4) ist die Vermutung berechtigt, daß bei Ankerbohlen, MV-Pfählen und Monoankern die Einleitungsintensität am Anfang der Krafteinleitungsstrecke unter Gebrauchslasten größer ist als am Ende, während z.B. bei Druckrohr-Ankern die Krafteinleitung im Bereich des Ankerendes ein Maximum besitzt. Bisher ist nicht untersucht, ob diese unterschiedlichen Krafteinleitungsarten die Lage des theoretischen Ersatzankerwandfußpunktes beeinflussen.

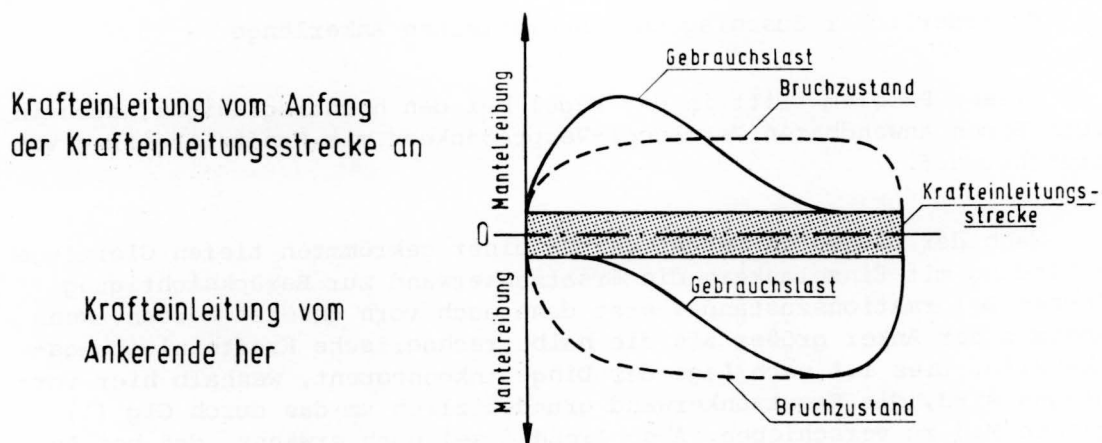


Abb. 4 Verteilung der Mantelreibung entlang der Krafteinleitungsstrecken

Von diesem theoretischen Ankerwandfußpunkt aus wäre dann noch die, die räumliche Wirkung berücksichtigende Verschiebung von $e = a / (4 \tan \phi')$ der Ersatzankerwand vorzunehmen.

Solange jedoch die Lage des theoretischen Ersatzwandfußpunktes durch Versuche oder Berechnungen nicht geklärt ist, sollte von den in den Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" angegebenen Regeln nur in begründeten Ausnahmefällen abgewichen werden.

3.6 Maßgebende Gleitfuge

Bei nur einer Ankerlage sind die beiden Endpunkte der maßgebenden Gleitfuge eindeutig festgelegt.

Bei mehreren Ankerlagen dagegen ist nach Ranke/Ostermayer, 1968, für jede Ankerlage die erforderliche Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nachzuweisen. Die Versuche von Wolff scheinen jedoch darauf hinzuweisen, daß bei mehreren Ankerlagen der unterste Anker die tiefe Gleitfuge festlegt und damit als maßgebend für den Nachweis angesehen werden kann.

4. Innerer oder äußerer Schnitt

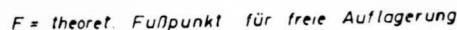
4.1 Innerer Schnitt

Bei der Anwendung des inneren Schnittes (Abb.1), bei dem nach Kranz das System zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen zwischen Erdkörper und Stützwand durchgeschnitten gedacht wird, muß als Reaktionskraft der aktive Erddruck angesetzt werden. Dieser steht zwar nach Verteilung und Größe in engem Zusammenhang mit den durch die Verankerung geschaffenen Verhältnissen, hat jedoch eigentlich als innere Kraft keinen Einfluß auf die Standsicherheit (Jelinek/Ostermayer, 1967). Bei vorgespannten Ankern, insbesondere bei mehrlagiger Verankerung, kommt der Frage des zutreffenden Erddruckes und seiner Verteilung zwar eine erhebliche Bedeutung für die Bemessung der Wand und der Anker selbst zu, jedoch wird die Standsicherheit des Gesamtsystems allein von der in der tiefen Gleitfuge mobilisierbaren Scherfestigkeit bestimmt, weshalb letztlich die von Kranz aufgestellte Forderung nach Ansatz des aktiven dreieckförmigen Erddruckes und - damit zusammenhängend nach der starren Stützwand - nicht notwendig ist.

4.2 Äußerer Schnitt

Wendet man den äußeren Schnitt an, bei dem das System Wand-Boden-Anker auf der passiven Seite vom umgebenden Erdreich getrennt gedacht wird, Abb.5, so muß die für das Fußauflager der Wand notwendige Stützkraft in die Gleichgewichtsbetrachtung eingeführt werden. Diese Kraft ist natürlich über das Gleichgewicht der Stützwand auch vom Erddruck und seiner Verteilung sowie von den Ankerkräften abhängig.

Letztlich ist es jedoch gleichgültig, welcher Schnitt dem Nachweis zugrunde gelegt wird, wenn das Gleichgewicht an der Stützwand erfüllt wird.



5. Zum Ansatz der Erddruckkräfte

Da die Erddruckkraft als innere Kraft anzusehen ist, müßte im Zusammenhang mit dem Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge hierzu keinerlei Bemerkung notwendig sein. Da jedoch die Ankerkräfte bei der Sicherheitsdefinition nach Kranz von der Größe und der Verteilung des Erddruckes abhängen, soll hierzu kurz Stellung genommen werden. Dem Problem des Erddruckes im Zusammenhang mit verankerten Wänden ist in jüngster Vergangenheit auch im deutschen Sprachraum beachtliche Aufmerksamkeit geschenkt worden (Stavropoulos, 1972, Stroh, 1974, Schmitt, 1974, Wolff, 1975, Breth/Romberg, 1972, Egger, 1972). Nach diesen Arbeiten ist der Gesamterddruck auf eine verankerte Stützwand größer als der aktive Erddruck. Die in den Modellversuchen gemessenen Ankerkopfverschiebungen lassen allerdings keinen Rückschluß auf natürliche Verhältnisse zu. Hierzu zeigen die Berechnungen (FEM) von Egger, daß die Verschiebungen der Ankerköpfe eine Entspannung auf den aktiven Erddruck gewährleisten. Im Gegensatz dazu ergibt die FE-Berechnung von Stroh, daß mit vorgespannten Ankern der Gesamterddruck in Übereinstimmung mit Messungen in der Natur über dem aktiven Erddruck liegt. Schmitt, 1974, und Wolff, 1975, schlagen vor, die Erddruckerhöhung durch Reduzierung des Wandreibungswinkels zu berücksichtigen, obgleich die Versuche im Mittel recht große Wandreibungswinkel, und zwar Werte über $2/3 \varnothing$, ergeben haben.

162

dieser Vorschlag hat bisher keine allgemeine Anwendung erfahren.

Die Erddruckverteilung hängt wesentlich von der Nachgiebigkeit der Ankerkopfpunkte ab, die bei längeren Ankern geringer ist als bei kürzeren. Obwohl mit langen Ankern geringere Stützwandverschiebungen verbunden sind, stellen sich bei kürzeren Ankern größere Erddruckkräfte ein. Dies zeigt, daß die durch die Anker in den Boden eingeleiteten Kräfte bei kurzen Ankern auf die Wand zurückwirken.

Die im Bereich des Fußauflägers auftretenden Deformationen der Stützwand können zu Erddruckumlagerungen führen, wie sich aus den erwähnten Modellversuchen und den bekannt gewordenen Messungen an Bauwerken gezeigt hat. Danach ist die Fußdeformation i.d. Regel groß genug, um zwischen unterster Ankerlage und Fußauflager eine von der Wandsteifigkeit abhängige mehr oder weniger ausgeprägte Erddruckreduzierung durch Gewölbebildung zu gewährleisten, die durch lange Anker in der untersten Lage unterstützt wird. Die Vorspannung der Anker auf einen Teil der ihnen entsprechend der Erddruckverteilung zugeordneten Kraft oder auch darüber hat keinen wesentlichen Einfluß auf die Standsicherheit selbst, sondern lediglich auf die Größe der Wandverschiebungen, die sich durch die Vorwegnahme der zur Mobilisierung der Ankerkraft notwendigen Relativverschiebungen zwischen Anker und Boden reduziert.

5.2 Erdwiderstandskraft

Während auf der aktiven Seite der Scherwiderstand des Bodens bereits voll mobilisiert ist, zeigte sich in Modellversuchen, daß die dabei auftretenden Deformationen zwar zur Mobilisierung der kleinsten erforderlichen Stützkraft, nicht aber zum vollen Erdwiderstand, ausgereicht haben.

Sollen daher die Deformationen der Wand insgesamt klein gehalten werden, so ist es sinnvoll, den Erdwiderstand nicht voll anzusetzen, sondern die Stützwand so zu bemessen, daß er höchstens zu $2/3$, besser nur zur Hälfte, ausgenutzt wird, wie vom Arbeitskreis "Baugruben" empfohlen wird. Aufgrund der Wandverformung wird der Erdwiderstand in der Nähe der Baugrubensohle stärker mobilisiert als im Bereich des Wandfußes, so daß eine Verlagerung des Angriffspunktes des Erdwiderstandes nach oben auftritt. Hierbei - sowie beim Ansatz der Erddruckkräfte - sind die Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" zu beachten.

5.3 Erddruckkraft auf die Ersatzankerwand

Versuche und Messungen haben gezeigt, daß das System Wand-Boden-Anker in sich zwar Dehnungen erleidet, dennoch aber, besonders bei mehrfacher Verankerung, als Monolith deformiert wird. Dadurch ist die Annahme einer Ersatzankerwand insoweit gerechtfertigt, als hinter der durch die Krafteinleitungsstrecken der Anker gebildeten Ebene größere Auflockerungen im Boden auftreten und sich hier eine aktive Gleitfuge einstellen kann.

Der Erddruck auf die Ersatzankerwand ist als Rankine'scher Erddruck horizontal bzw. parallel zum Gelände gerichtet im unteren Drittelpunkt der Ersatzankerwand anzusetzen.

6. Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Stützwand

Aus dem Eigengewicht der Wand und den schräg angreifenden Erddruck- und Ankerkräften resultiert eine Vertikalkraft in der Stützwand, die vielfach durch die Vertikalkomponente der Erdwiderstandskraft nicht aufgenommen werden kann, sondern zusätzlich durch Spitzendruck und Mantelreibung im Gleichgewicht gehalten werden muß.

Bei Anwendung des inneren Schnittes wird nur das Gleichgewicht des hinter der Stützwand liegenden Bodenkörpers betrachtet, wobei diese vertikale Differenzkraft keinen Einfluß ausübt. Beim äußeren Schnitt dagegen ist sie mit

$$V = E_a \sin \delta_a - \frac{1}{\eta_p} E_p \sin \delta_p + \sum_1^k A_j \sin \beta_j \quad (2)$$

zu berücksichtigen, wobei über alle Ankerkräfte zu summieren ist.

Nach den Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" ist V mit mindestens 1,5-facher Sicherheit in den Baugrund einzuleiten. Darüberhinaus ist jedoch zu fordern, daß die Setzungen der Stützwand unter der Wirkung von V so klein bleiben, daß sich die Größe des Wandreibungswinkels nicht wesentlich gegenüber dem angesetzten Wert verändert und daß keine Zwängungen in den Ankeranschlüssen auftreten.

7. Zum Ansatz des Wasserdruckes

7.1 Ruhendes Wasser

Ruhendes Wasser belastet, soweit ein Überdruck auftreten kann, die Stützwand und muß in der Wandstatik berücksichtigt werden, es belastet aber nicht das Korngerüst des Bodens in horizontaler Richtung. Seine vertikale Komponente wird durch den Ansatz des Auftriebsraumgewichtes erfaßt.

7.2 Strömendes Wasser

In diesem Fall wird der Wasserdruck zweckmäßig wie in DIN 4084, Bl.1, Vornorm Febr. 1974, beschrieben, angesetzt. Der Fall 6 b) der DIN, wonach das Strom- und Potentialliniennetz gebildet werden muß, stimmt mit dem im "Technischen Jahresbericht 1972" des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" angegebenen Vorgehen überein.

8. Zur Sicherheitsdefinition

8.1 Sicherheit bezogen auf die Ankerkräfte

Die von Kranz vorgeschlagene und durch die Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" allgemein verbindlich gemachte Sicherheitsde-

definition bezieht sich auf die Ankerkräfte, indem sie die im Bruchzustand maximal mögliche Ankerkraft der vorhandenen gegenüberstellt:

$$\eta = \frac{\text{mögl. } A_h}{\text{vorh. } A_h} \quad (3)$$

Solange man davon ausgeht, daß hinter einer Wand der klassische Erddruck nach Größe und Verteilung entsteht und die Ankerkraft sich aus dem Gleichgewicht der Kräfte allein einstellt, kann diese Definition akzeptiert werden.

Stützwände sind in der Regel nicht starr, so daß Erddruckumlagerungen entstehen, die die Größe der vorhandenen, nicht aber der möglichen Ankerkraft beeinflussen, weil letztere allein von der Scherfestigkeit des Bodens abhängt. Die vorhandene Ankerkraft hat aber als innere Kraft keinen Einfluß auf die Standsicherheit, so daß die durch Glg. (3) gegebene Sicherheitsdefinition fragwürdig wird. Auf dieses Problem haben bereits Petersen/Schmidt, 1971, Jelinek/Ostermayer, 1967, Schmitt, 1974 u.a. hingewiesen. Könnte man verbindlich festlegen, wie Erddruckkraft und -verteilung bei jeder möglichen Kombination von Baugrund, Wandsteifigkeit, Ankerabstand, -länge, -art, -neigung, -vorspannung und Aushubvorgang angesetzt werden müssen, so könnte man mit der obigen Definition eindeutig arbeiten. Da aber die Wahl des zutreffenden Erddrucklastbildes nicht immer eindeutig möglich ist, werden sich bei der Kräfteffinition immer wieder unterschiedliche Werte für die Standsicherheit ergeben.

Abgesehen von diesem Nachteil der Kräfteffinition täuscht sie durch die einzuhaltenden Zahlenwerte auch größere Sicherheiten vor als durch die Mobilisierung der Scherfestigkeit gegeben sind. Hierauf haben bereits Petersen/Schmidt, 1971, Schmidt, 1974, Schulz, 1976 hingewiesen und gezeigt, daß eine Sicherheit von $\eta = 1,5$ nach der Kräfteffinition nur einer Sicherheit von $\eta = 1,2$ bis $1,25$ (Abb.6) entspricht, wenn man die in der tiefen Gleitfuge mobilisierbare zur mobilisierten Scherfestigkeit ins Verhältnis setzt.

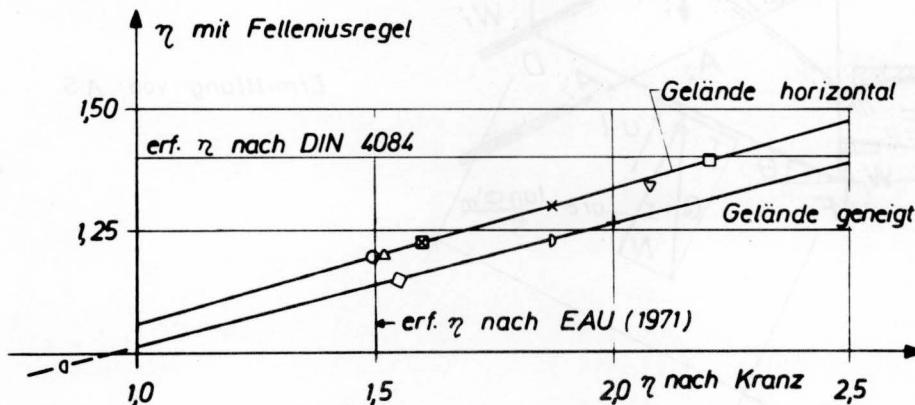


Abb. 6 Gegenüberstellung der Sicherheiten nach Kranz und nach der Felleniusregel

8.2 Sicherheit bezogen auf die Scherspannungen

Die Sicherheitsdefinition

$$\eta = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{\text{mob}}}$$

auch Felleniusregel genannt, haben Petersen/Schmidt, 1971, für Baugruben des Hamburger Schnellbahntunnelbaues angewendet, dabei aber den Scherwiderstand des gesamten Bodens, also auch im Bereich des aktiven Erddrucks der Gleitfuge des Ersatzerddruckes, in gleichem Maße mobilisiert.

Geht man davon aus, daß die Deformationen des ganzen Systems Wand-Boden-Anker immer groß genug sind, um in der Ersatzankerwandebene die volle Entspannung des Bodens für die Entwicklung des Rankine'schen Erddruckes zu gewährleisten und geht man ferner davon aus, daß der Erdwiderstand in jedem Fall nur teilmobilisiert wird, so ist zu fragen, in welchem Maße die Scherspannungen in der tiefen Gleitfuge geweckt werden, um das Gleichgewicht dieses Systems zu gewährleisten. Das Maß der Mobilisierung der Scherspannungen in der tiefen Gleitfuge kann gleichzeitig als qualitatives Maß für die Größe der Verformungen angesehen werden, die das Gesamtsystem erleidet.

Unter diesen Annahmen erhält man für die in Abb. 7 unter Anwendung des äußeren Schnittes dargestellten Verhältnisse, bei denen die Wasserdruckkräfte dem Strömungsnetz entnommen sind, aus dem Gleichgewicht in vertikaler Richtung und in Richtung der gerade angenommenen tiefen Gleitfuge den Ausdruck (Schulz, 1976)

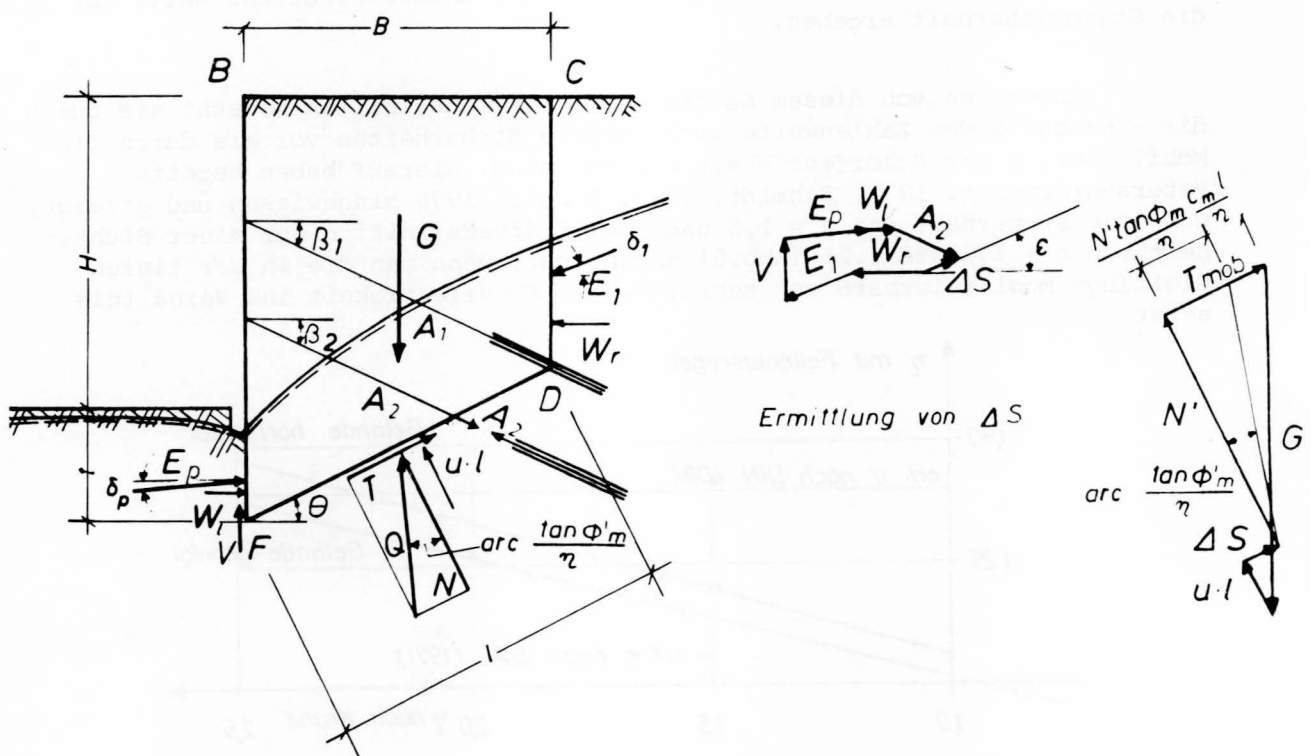


Abb. 7 Standsicherheitsnachweis bei Anwendung der Felleniusregel und gerader Gleitfuge

$$\eta = \frac{(G - u_m B + c'_m \cdot B \cot \phi'_m + \Delta S \sin \epsilon) \tan \phi'_m}{(G \sin \theta + \Delta S \cos(\epsilon - \theta)) \left(\cos \theta + \frac{1}{\eta} \tan \phi'_m \sin \theta \right)} \quad (3)$$

mit

$$\Delta S \sin \epsilon = E_1 \sin \delta_1 - \frac{1}{\eta_p} E_p \sin \delta_p + \sum_{n=1}^m A_n \sin \beta_n - V \quad (4)$$

und

$$\begin{aligned} \Delta S \cos(\epsilon - \theta) = & E_1 \cos(\delta_1 - \theta) - \frac{1}{\eta_p} E_p \cos(\delta_p - \theta) - V \sin \theta + \\ & + (W_r - W_l) \cos \theta - \sum_{n=1}^m A_n \cos(\theta + \beta_n) \end{aligned} \quad (5)$$

ΔS stellt die resultierende Kraft aller an den vertikalen Schnittflächen des Bodenkörpers angreifenden Einzelkräfte und der geschnittenen Ankerkräfte dar, u , ϕ'_m und c'_m sind die jeweils mittleren Werte im Bereich der tiefen Gleitfuge.

Durch Einsetzen von Glg. (2) in Glg. (4) z.Bsp. erkennt man, daß in den Ausdrücken für ΔS nur noch die Größen auftreten, die beim inneren Schnitt zu beachten sind.

Bei unterschiedlichen Bodenschichten oder zur Berücksichtigung gekrümmter Gleitflächen empfiehlt es sich, ein Lamellenverfahren anzuwenden, welches unter Beachtung von Abb.8 zu den Ausdrücken (Schulz, 1976)

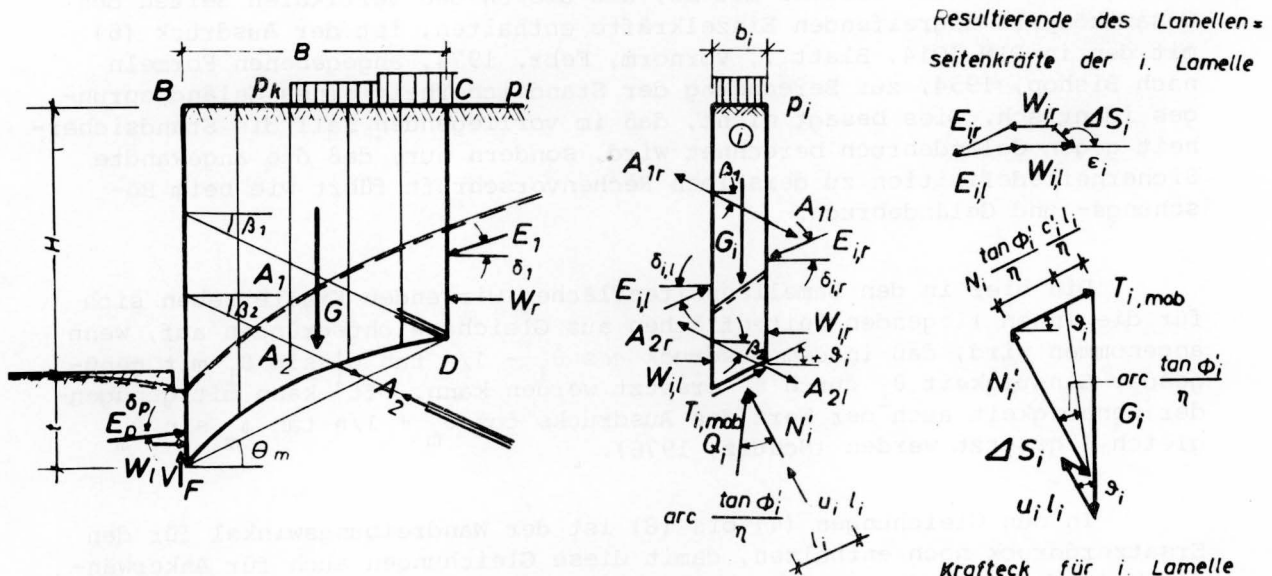


Abb.8 Standsicherheitsnachweis bei gekrümmter Gleitfuge

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^m \xi_i + \frac{\Delta S \sin \varepsilon \cdot \tan \phi'_m}{\cos \theta_m + 1/\eta \tan \phi'_m \cdot \sin \theta_m}}{\sum_{i=1}^m G_i \sin \theta_i + \Delta S \cos (\varepsilon - \theta)} \quad (6)$$

mit

$$\xi_i = \frac{(G_i - u_i b_i + c'_i b_i \cot \phi'_i) \tan \phi'_i}{\cos \theta_i + 1/\eta \tan \phi'_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$\Delta S \sin \varepsilon \tan \phi'_m = E_1 \sin \delta_1 \tan \phi'_i - \frac{1}{\eta_p} E_p \sin \delta_p \tan \phi'_i$$

$$+ \sum_{n=1}^m A_n \sin \beta_n \tan \phi'_i - V \tan \phi'_i \quad (7)$$

$$\Delta S \cos (\varepsilon - \theta) = E_1 \cos (\delta_1 - \theta_m) - \frac{1}{\eta_p} E_p \cos (\delta_p - \theta_m)$$

$$- V \sin \theta_m + (W_r - W_l) \cos \theta_m$$

$$- \sum_{n=1}^m A_n \cos (\theta_m + \beta_n) \quad (8)$$

führt.

Bis auf die Glieder mit ΔS , die die an den vertikalen Seiten des Gesamtkörpers angreifenden Einzelkräfte enthalten, ist der Ausdruck (6) mit den in DIN 4014, Blatt 1, Vornorm, Febr. 1974, angegebenen Formeln nach Bishop, 1954, zur Berechnung der Standsicherheit eines Geländesprunges identisch. Dies besagt nicht, daß im vorliegenden Fall die Standsicherheit gegen Geländebruch berechnet wird, sondern nur, daß die angewandte Sicherheitsdefinition zu derselben Rechenvorschrift führt wie beim Böschungs- und Geländebruch.

Die hier in den Lamellenseitenflächen wirkenden Kräfte heben sich für die innen liegenden Seitenflächen aus Gleichgewichtsgründen auf, wenn angenommen wird, daß in dem Ausdruck $\cos \theta_i - 1/\eta \tan \phi'_i \sin \theta_i$ mit genügender Genauigkeit θ_i durch θ_m ersetzt werden kann. Oft kann mit genügender Genauigkeit auch der Wert des Ausdrucks $\cos \theta_m + 1/\eta \tan \phi'_m \sin \theta_m$ gleich 1 gesetzt werden (Schulz, 1976).

In den Gleichungen (4) bis (8) ist der Wandreibungswinkel für den Ersatzerddruck noch enthalten, damit diese Gleichungen auch für Ankerwände, beim Nachweis der Standsicherheit von Fangedämmen oder bei geneigtem Gelände angewendet werden können.

Mit den o.a. Gleichungen läßt sich leicht die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge mit Hilfe der Datenverarbeitung auf der Basis der vom Böschungs- und Geländebruch her vorhandenen Programme berechnen.

Die Zahlenwerte für die erforderliche Sicherheit in der tiefen Gleitfuge müssen natürlich neu festgelegt werden. Es dürfte sinnvoll sein, sie

auf die für den Geländebruch erforderlichen Werte abzustimmen. In der EB 44 des Arbeitskreises "Baugruben" werden anstelle der Kräfterdefinition auch Partialsicherheiten auf die Scherparameter empfohlen, die in diesem Zusammenhang berücksichtigt werden könnten.

9. Vergleich mit Geländebruch

Der gleiche Aufbau der Formeln für die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge und der für den Geländebruchnachweis bei kreisförmigen Gleitflächen legt es nahe, zu fragen, ob einer und wenn, welcher der beiden Nachweise maßgebend ist.

Schmitt, 1974, stellt hierzu fest, daß bei ausreichender Sicherheit in der tiefen Fuge ein Geländebruch nicht eintreten kann. In diesem Zusammenhang wird zwar oft auf die unterschiedliche Kinematik beim Bruchvorgang hingewiesen, jedoch hat die Kinematik selbst bei den beiden Verfahren keinen Einfluß auf die Mobilisierung der Scherspannungen, die allein von den untersuchten Gleitflächen abhängen, ganz abgesehen davon, daß sich die Kreisgleitfläche bei verankerten Wänden kinematisch nicht zwangsläufig einstellt (Schmitt, 1974).

Geht man aber davon aus, daß beim Nachweis der tiefen Gleitfuge im Bereich des aktiven Erddruckes auf die Ersatzankerwand und im Bereich des Erdwiderstands extremale Gleitflächen vorliegen, so kann nur noch die eigentliche Gleitfuge eine kleinere Beanspruchung aufweisen als der entsprechende Teil des die tiefe Fuge ersetzenden Gleitkreisteils. Nach den Untersuchungen von Schmitt nimmt jedoch die Sicherheit bei nach unten gekrümmten tiefen Gleitfugen zu, so daß die übliche tiefe Gleitfuge schon eine solche mit minimaler Sicherheit sein muß. Hierbei wird stillschweigend vorausgesetzt, daß keine Gleitkreise auftreten, die Konstruktionsteile schneiden, weil dann die Sicherheit sprunghaft ansteigen würde. Unter dieser Voraussetzung und bei Anwendung der Felleniusregel als Sicherheitsdefinition erkennt man, daß es tatsächlich keine ungünstigere Gleitfläche als die tiefe Gleitfuge geben kann, bzw., daß die Kreisgleitfuge zu größeren Sicherheiten führt. Erst dann, wenn der Erdwiderstand vor dem Stützwandfuß für das Gleichgewicht der Wand voll mobilisiert wird, gehen Geländebruch und Bruch in der tiefen Gleitfuge ineinander über.

10. Literatur

- [1] BISHOP : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Proc. Europ. Conf. on stability of earth slopes, Vol. I, Stockholm 1954
- [2] BRETH, : Messungen an einer verankerten Wand.
ROMBERG Vortrag Baugrundtagung, Deutsche Gesellschaft für Erd- u. Grundbau e.V., Stuttgart 1972
- [3] DIN 4084, Blatt 1 : Vornorm Februar 1974
Beuth-Verlag GmbH., Berlin
- [4] EAU : Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufer-einfassungen", 4. Aufl., Verl. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin/München/Düsseldorf
- [5] EGGER : Influence of wall stiffness and anchor prestressing on earth pressure distribution. Proc. of the fifth Europ. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid 1972
- [6] EMPFEHLUNGEN : des Arbeitskreises "Baugruben" der Deutschen Gesellschaft für Erd- u. Grundbau e.V. in: Die Bautechnik 6/1972 u. 7/1972
- [7] JELINEK, : Zur Berechnung von Fangedämmen und veran-
OSTERMAYER kerten Stützwänden. Die Bautechnik 5/1967 und 6/1967
- [8] KRANZ : Über die Verankerung von Spundwänden, 2. Aufl., Verlag v. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin
- [9] PETERSEN, : Untersuchungen über die Standsicherheit
SCHMIDT verankerter Baugrubenwände am Beispiel des Hamburger Schnellbahntunnelbaues. Straße, Brücke, Tunnel Nr. 9/1971
- [10] RANKE, : Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehr-
OSTERMAYER fach verankerter Baugrubenumschließungen
Die Bautechnik Nr. 10/1968
- [11] SCHMIDT : Zur Ermittlung der kritischen tiefen Gleit-
fuge von mehrfach verankerten hohen Baugru-
benwänden. Die Bautechnik Nr. 6/1974
- [12] SCHMITT : Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens
einfach verankerter Baugrubenwände. Mitt.
d. Vers. Anst. f. Bodenmechanik u. Grundbau
der TH Darmstadt, Heft 14/1974

- [13] SCHULZ : Die Sicherheitsdefinition bei mehrfach verankerten Stützwänden. Proceedings der VI.Europ.Konferenz über Bodenmechanik u. Grundbau, Wien, 1976
- [14] STAVROPOULOS : Ein Beitrag zur Frage der Verankerung von Stützwänden durch Injektionsanker. Die Bautechnik Nr. 8/1972
- [15] STROH : Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element-Methode. Mitt. d. Vers.Anst. f. Bodenmechanik u. Grundbau der TH Darmstadt, Heft 13/1974
- [16] WEISSENBACH : Baugruben, Teil II: Berechnungsgrundlagen. Verlag v. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1975
- [17] WOLFF : Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche. Mitt.d.Vers.Anst.f.Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 16/1975.

GESAMT-INHALTS-ÜBERSICHT

der bisher erschienenen Hefte des Mitteilungsblattes der Bundesanstalt für Wasserbau

Nr./Jahr	Verfasser	T i t e l
1/53	Jambor Burghart Türk Zweck Canisius Liebs Schleiermacher Boos	Erhöhung d.festen Wehrschwelle bei gleicher hydraul. Leistung Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt Untersuch. üb.d. Geschiebebeweg. in Flüssen u. Stauanl., D.el.-akust.Verf. Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff Aus der Arbeit der Bundesanstalt Ausbau der Unteren Hunte Sicherung d.Schiffahrtsrinne in d.Donau im Bereich d.Innmündung.... Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
2/53	Canisius Pichl Burghart/Gehrig Davidenkoff Sagawe Zweck	Technische Entwicklung im Wasserbau Der Ortungstachygraph und seine Anwendung Beitrag zur Frage d.Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen Grundwasserzufluss zu Brunnen und Gräben Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement b.erd-u.wasserbaul.Modellversuchen Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
3/54	Canisius Wehrkamp Liebs Schleiermacher Zweck Meenen	Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues Ein neues Flußprofilmeßgerät Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II) Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
4/54	Jambor Herr Wehrkamp Davidenkoff Zweck	Die Gestaltung v.Kanalabzweig. unter bes.Berücks.v.Schwingungen im Kanal Spülvermögen b.Verschlämm.u.Geschiebeablager.in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
5/55	Canisius Niebuhr Schleiermacher Gehrig Poggensee Zweck/Davidenkoff	Die Bundesanst.f.Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwickl.1948-1955 Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauigkeit (I) Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen u.Wasserspiegelquergefälle Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung Die versuchstechn.Verf.z.Berechn.d.Netzes ein.Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand Zweck/Davidenkoff Poggensee	Geschwindigkeitverläger.i.Querschn.mittels Buhnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinder.v.Geschiebeablager.vor d.unt.Schleusenvorhöfen v.Staustufen Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff Schleiermacher Niebuhr Davidenkoff Liebs Jambor	Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder Untersuch.v.Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche Einfache Darstell.d.zeitl.Ablaufes v.Anschwellungen in Wasserläufen/Tidegeb. Beitr.z.Erfass.d.Räumkraft ein.ungl.förm.Ström.unt.bes.Berücks.d.Verhält.i. Angenäh.Ermittl.d.Grundw.Zufl. zu ein.in ein.durchl.Boden ausgehob.Grube Abflußbeiwerte μ für grasbewachsene Deiche Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
8/57	Yalin Davidenkoff	Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
9/57	Zweck/Davidenkoff Davidenkoff Schleiermacher Yalin	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Untergrund Wirkung der Sickerströmung auf d.Standsicherheit eines Erddammes (II) Vers.ein.morphol.Begründ.v.Rauhigk.beiwert.f.d.Berechn.d.Wassersp.gefäll Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
10/58	Magens	Unters.d.Ursachen und des Vorganges d.Verschlickung der Schleusenvor- höfen zu Brunsbüttelkoog
11/58	Rubbert Gruhle Gehrig Davidenkoff	Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluss aus 8 und 9).
12/59	Zweck/Dietrich Zweck Rubbert	Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
13/59	Zweck/Dietrich Felkel Steinfeld	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE Der Schwallbetrieb der Flußkraftwerke Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel Davidenkoff Gehrig/Herr	Walzenbucht u.Ringgraben als Mittel z.Verminder.d.Schwebst.ablager.in Fluß- Neue Forschungsarb.ü.d.Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
15/60	Jambor Felkel Felkel	Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
16/61	Felkel Davidenkoff Dietrich	Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen Schnittgröß.u.Randspann.i.d.Sohlfuge ein.Kai-od.Stützmauer v.rechteck.Quer- schnitt
17/62	Kleinschmidt/Schröder	Sonderheft Korrosionsversuche
18/62	Felkel Vollmer Felkel Davidenkoff	Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch Erfahr. an ein.Tidemodell m.bewegl.Sohle u.Vergl.zw.Modell-u.Naturmessungen Ein einf.Rundbecken z.Mischen v.Wasser u.Koagulieren v.Schmutzstoffen Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
19/63	Zweck/Dietrich Jansen Felkel Jänke	Modellvers.m.steifen Dalben in bind.Böden bei plötzl.Belastung Die Neukonstruktion v.Fahrstühlen f.Kraftmessungen an Modellschiffen Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probebelastungen und Messungen an Stahlpfählen
20/64	Franke	Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen

Nr./Jahr	Verfasser	T i t e l
21/64	Maujoks Dietrich Liebs Franke	Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang D.Einfl.d.Neig.winkels d.wasserführ.Schicht u.einer partiell.Auskleid.des durchläss.Brunnenschachtes auf d.Zuflußmenge zu einem artes.Brunnen
22/65	Rubbert Jambor Davidenkoff/Franke	Tidewellenberechn.nach d.Universalprogr.d.BAW "...Oberelbe" Schutz der Sohle in Flüssen Unters.d.räuml.Sickerström.in eine umpund.Baugrube in offen.Gewässern
23/66	Dietrich Ruck Dietz Felkel/Canisius	Modellvers.m.biegsamen langen Dalben unt.wiederh.Belast.im Sand Untersuchung d.Sandwanderungsverhältnisse im Küstenber.zw.Stohl u.Brauner Berg Einfl.d.Saugschl.beaufschlag.b.Kaplanturbin.auf d.Schiff.-verhältnisse... Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
24/66	Völpel/Samu Schnoor Zweck Davidenkoff/Franke	Reliefänderungen i.d.Tidestromrinne des Wangeroooger Fahrwassers... Ü.neue Verfahr.z.Berechn.d.Reflexionsdr.v.Wasserwellen auf senkr.Wände Baugrunduntersuch. m.Sonden gem.DIN 4094 m.Auswertungsmöglichkeiten Räumliche Sickerströmung in eine umpundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor Davidenkoff Franke Schulz/Ruck Lambert	Üb.versch.Verfahr.z.Berechn.d.Wellenangr.Kräfte auf senkr.Pfähle u.Wände Dimensionierung von Brunnenfiltern Die Wirkungen d.Wassers auf d.Standsicherheit von Böschungen Die Sandwanderungsverhältnisse an d.Nordküste d.Insel Fehmarn.... Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor Samu Ruck	Üb.versch.Verfahr.z.Berechn.d.Wellenangr.Kr.... auf senkr.Pfähle und Wände Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in d.südlichen Nordsee Auswirk.d.geol. Verhältn. im Küstengeb. auf Baumaßn. im Wasserbau
27/68	Schäle/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schiffsverkehrsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke Felkel	Untersuch.d.Zusammendrückbark.u.Scherfestigk.v.Sanden u.Kiesen... Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz Dietz	Kolksicherung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel Kolksicherung am Elbewehr Geesthacht
30/70	Franke/Manzke Franke Felkel Jurisch Sindern/Rohde Harten Dietz	Zwei interessante Beisp.von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers Ideestudie ü.d.Möglichk.d.Verhüt.v.Sohlenerosion. durch Geschiebezufuhr... Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichungen b.Dreieck-Überfällen. Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider... Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/ Vollmers Dorer Dietz Dietz	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Berechn.d.nichtstationären Abfl.in nicht-prismat.offenen Gerinnen Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung... Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Niebuhr Ache Franke/Ache Franke/Garbrecht/ Kiebusch Franke/Bernhard Felkel Giese	Einfluß d.Seitenwände bei hydraul. Versuchen in ein.rechteck.Glasrinne Ergebnisse v.Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper... Ein Verfahren z.Berechn.eingespannter gedrungener Gründungskörper Meßfehler infolge unvollk.Volumenkonstanz v. Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch Erddruckansatz b.trogförm.Bauwerken u.Wechselwirk.zw.Erd-u.Sohldruck... Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
33/72	Rohde/Meyn Ruck Dietz Hein	Untersuch.üb.d.hydrodyn.Verhalt.oberfl.markiert.Sandes u.ü.d.Einbringemeth. Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolksicherung am Störsperrwerk Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
34/73	Hovers	Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
35/73	Davidenkoff Tödtgen Hein Jurisch Pulina Dietz List	Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
36/74	Dietz Felkel Dietz/Pulina	Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen Modellversuche mit Grundschwellen und Schifffahrt Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
37/75	Tödtgen Schuppener Harten/Knieß Dietz	Untersuchung der Strömungsvorgänge an Buhnen Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg Eiderdamm - Natur- und Modellmessungen Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
38/75	Schuppener Felkel Samu	Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebbliche Stützwand infolge der Verdichtung Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
39/76	Dietz/Pulina	Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
40/76	Dietz/Pulina Knieß Annuß/Dehm/ Hein/Schröder Dietz/Pulina Dietz	Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß beim Ausbau der Saar Eiderdamm - Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt Korrosion an Spundwänden - Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall " " " Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell